

Reginaldo de Matos Manzano

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÃO
ENTRE PAINÉIS ESTRUTURAIS CERÂMICOS PRÉ-
MOLDADOS SOB A PRESENÇA DE TENSÕES DE
CISALHAMENTO VERTICAIS**

Tese submetida ao Programa de Pós-
Graduação de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Santa Catarina
para a obtenção do Grau de Doutor em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Ph.D. Humberto
Ramos Roman

Florianópolis
2013

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor através do
Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Manzano, Reginaldo

Análise do comportamento de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados sob a presença de tensões de cisalhamento verticais / Reginaldo Manzano; orientador, Humberto Roman - Florianópolis, SC, 2013. 231 p.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Painéis. 3. Tensões de cisalhamento verticais. 4. Ligações. 5. Unidades cerâmicas. I. Roman, Humberto. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Reginaldo de Matos Manzano

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÃO ENTRE PAINÉIS
ESTRUTURAIS CERÂMICOS PRÉ-MOLDADOS SOB A
PRESENÇA DE TENSÕES DE CISALHAMENTO VERTICAIS**

Esta Tese foi julgada adequada e aprovada para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC)

Florianópolis, março de 2013.

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto
Coordenador do Programa

Comissão examinadora:

Prof. Humberto Ramos Roman, Ph.D. – (ECV – UFSC) – Orientador

Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D. – (ECV - UFSC)

Prof. Philippe Jean Paul Gleize, Dr. – (ECV - UFSC)

Prof. Luis Alberto Gómez, Dr. – (ECV - UFSC)

Prof. Aline da Silva Ramos Barboza, Dra. – (EES – CTEC - UFAL)

Prof. Márcio Roberto Silva Côrrea, Dr. – (SET - EESC - USP)

Este trabalho é dedicado aos meus pais, Mauro (*in memorian*) e Conceição, sem os quais não teria chegado até aqui. Para meu pai a maior riqueza era os filhos, ver-me concluindo mais esta etapa certamente o faria feliz. No entanto, Deus o levou logo após a minha formatura na graduação...

Obrigado Sr. Mauro (*in memorian*), por teres existido, e por constituir a motivação e o melhor exemplo para tudo que me proponho a fazer.

AGRADECIMENTOS

A Deus pelas oportunidades obtidas de conquistas e aprendizagens, com serenidade e plenitude;

A minha Mãe Conceição, juntamente com meu pai Mauro (*in memoriam*), por terem me norteado sempre no caminho da dignidade e ensinado o valor do esforço;

Ao Professor PhD. Humberto Ramos Roman, pelo encaminhamento do tema, orientação, críticas e sugestões que muito contribuíram para o enriquecimento do trabalho;

Ao Professor Dr. Luis Alberto Gómez pelo empenho, ajuda e orientação na finalização do estudo;

Aos Professores Dr. Ivo Padaratz, Dr. Luis Alberto Gómez e Dr. Márcio Roberto Silva Córrea, pela análise crítica do trabalho, pelas preciosas observações e pelas sugestões expressas no exame de qualificação;

Aos colegas do GPEND, aos Professores Dr. Narbal e Dr. Poliana, aos Luis, Renato e Roque do LMCC e ao Edi pelo empenho e auxílio durante os ensaios experimentais;

A empresa Cimentos Itambé pela disponibilização de material para execução dos ensaios;

A CAPES pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa;

A todos os Professores do Curso, os quais, com cada parcela individual de dedicação tornaram este, um exemplo de vida;

Aos colegas, pelo constante incentivo e agradável convívio; e,

A todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

MANZANO, R. M. **Análise do comportamento de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados sob a presença de tensões de cisalhamento verticais.** Florianópolis, 2013. 231 pág. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Santa Catarina.

Este trabalho consiste na continuação das pesquisas elaboradas pelo Grupo de Desenvolvimento de Sistemas em Alvenaria (GDA-UFSC) sobre painéis cerâmicos e visa através da análise experimental e numérica compreender o comportamento de um modelo de ligação vertical (painel-painel) submetido a tensões de cisalhamento verticais. O modelo avaliado de ligação se assemelha à amarração indireta da alvenaria, mediante a utilização de graute, armaduras metálicas e recortes específicos nas unidades situadas nas extremidades dos painéis e foi concebido para atuar em conjunto com painéis estruturais cerâmicos pré-moldados. O estudo desse tipo de ligação mostra-se relevante devido à dificuldade de obtenção de dados suficientes para o estabelecimento de parâmetros que sirvam para nortear a sua utilização. Para a investigação experimental foram adotados os procedimentos utilizados na avaliação do comportamento das interfaces de painéis de alvenaria e para a análise numérica não linear a micromodelagem simplificada sem a consideração do comportamento das interfaces argamassa-unidade cerâmica e argamassa-aço estrutural. O corpo de prova empregado em ambos os casos foi com seção transversal em “H”, pois se buscou minimizar as possíveis excentricidades relativas à aplicação da força. Os resultados obtidos, mostram que o desempenho do modelo avaliado de ligação encontra-se diretamente relacionado com o comportamento da argamassa utilizada na sua confecção e que a alteração do tipo de aço empregado na composição da armadura metálica não resulta em influência significativa. Estes também indicam que o uso de uma argamassa com 49,07 MPa de resistência à compressão em conjunto com a configuração do modelo avaliado, proporciona rigidez suficiente para promover a distribuição das tensões do prisma central para os prismas da extremidade, ou seja, para propiciar a existência de interação entre eles.

Palavras-chave: Painéis. Tensões de cisalhamento verticais. Ligações. Unidades cerâmicas.

ABSTRACT

MANZANO, R. M. **The behavior of vertical connections under vertical shear loading of prefabricated structural ceramic panels.** Florianópolis, 2012. Page 231. Doctoral Thesis – Federal University of Santa Catarina (UFSC).

This research work part of a project being developed by the Group for Systems Development in Masonry (GDA-UFSC), concerning prefabricated structural ceramic panels, and it intends to analyze the behavior of a vertical connection model (panel-panel) in the presence of vertical compression/shear. This model consists of an indirect connection of masonry panels using grout, reinforcement steel, with special cuttings in the masonry units located at the edge of the panels. It was created in order to work together with the unreinforced prefabricated masonry structured panels, that is, without the presence of edges or reinforcing structures. The study of this type of connection appears to be relevant, as it is difficult to obtain sufficient data in order to set parameters which can guide its application. The results in both the experimental programme and in the numerical simulation show that the connection model evaluated presents mechanical resistance sufficient for accomplishing its function in an adequate manner, and its performance is directly influenced by the behavior of the mortar used in the grout, as well as by the embodiment of the connection evaluated in the study. These results also prove that the combination of these two factors was capable of inducing rigidity to the joint between the panels in order to allow distribution and homogenization of both the vertical displacements and the vertical normal tension; in other words, it enabled the interaction between the panels.

Key-words: Structural masonry. Vertical shear stress. Connections. Ceramic units.

LISTAS DE FIGURAS

Figura 1 - Evolução do déficit habitacional brasileiro. Fonte: FGV (2007).	4
Figura 2 – Metodologia adotada para o desenvolvimento desta pesquisa. Fonte: Autor.	8
Figura 3 – Edifício Monadnock. Fonte: Silva, 2003.	14
Figura 4 – Exemplos de ligações com armaduras de sobreposição, com concreto de preenchimento no local. Fonte: Unicamp (S.D.).....	27
Figura 5 – Exemplos de ligações soldadas. Fonte: Unicamp (S.D.).	27
Figura 6 – Exemplos de ligações parafusadas. Fonte: Unicamp (S.D.).	28
Figura 7 – Placa cerâmica pré-tensionada. Fonte: Sarrablo (2001).	30
Figura 8 – Tecido estrutural cerâmico. Fonte: Sarrablo (2007).	30
Figura 9 – Abóbodas pré-fabricadas ARCAve. Fonte: ARCAve Die Absolute Weinlage (S.D.).	31
Figura 10 – Sistema construtivo Redbloc. Fonte: Redbloc Systems (S.D.).	32
Figura 11 – Painel e processo de fabricação. Fonte: Technical Notes 40 (2001).	32
Figura 12 - Painéis “Sandwich” na fábrica e locação na obra. Fonte: Parizotto Filho (2004).	33
Figura 13 – Detalhe do processo construtivo. Fonte: Sayegh (2004). ..	33
Figura 14 - Vedações formadas por painéis pré-fabricados com alvenaria cerâmica. Fonte: Barth et al. (2006).	34
Figura 15 - Painel com nervuras e bordas de concreto armado com juntas verticais preenchidas com argamassa. Fonte: IPT, Referência Técnica 21A.	35
Figura 16 - Painéis de parede e de cobertura plano e curvo. Fonte: Guimarães César et al. (2004).	35
Figura 17 - Ação de forças sobre um prédio. Fonte: Guimarães César (2007).	40
Figura 18 – Tipos de suportes e rupturas para paredes sob carga lateral. Fonte: BS 5628 (1992).	47
Figura 19 – Mecanismo simplificado de ruptura de paredes apoiadas em cima e embaixo. Fonte: Mendes, 1998.	50
Figura 20 – (a) Esquema do ensaio de flexão simples para um prisma de quatro unidades e (b) Esquema de colocação das unidades de carregamento (fiadas pares e ímpares). Fonte: Medeiros e Sabbatini, 1994.	51
Figura 21 – Seção transversal de unidade com argamassamento total da face. Fonte: TECHNICAL NOTES 39B, 1988.	52

Figura 22 – Assentamento de argamassa somente nas faces externas longitudinais da unidade (Face Shell). Fonte: TECHNICAL NOTES 39B, 1988.	53
Figura 23 - Esquema dos ensaios realizados por Lissel, Shrive e Page. Fonte: Lissel, Shrive e Page (2000).	66
Figura 24 – Técnicas de modelagem da alvenaria: (a) Exemplar da alvenaria; (b) Micromodelagem; (c) Micromodelagem simplificada tipo I; (d) Micromodelagem simplificada tipo II; e, (e) Macromodelagem. Fonte: Capuzzo Neto (2005).	70
Figura 25 - Mecanismos de ruptura da alvenaria. Fonte: Lourenco (1996).	72
Figura 26 – Primeira versão das famílias de painéis estruturais cerâmicos pré-moldados, concebido em 2007 pelo GDA. Fonte: Guimarães César (2007).	79
Figura 27 - Segunda versão das famílias de painéis estruturais cerâmicos pré-moldados, concebido em 2010 pelo GDA. Fonte: GDA (2010). .	80
Figura 28 – Atual versão das família de painéis estruturais cerâmicos pré-moldados, concebido em 2011 pelo GDA. Fonte: GDA (2011).	81
Figura 29 – Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.	84
Figura 30 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.	85
Figura 31 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.	86
Figura 32 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.	87
Figura 33 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.	88
Figura 34 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.	89
Figura 35 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.	90
Figura 36 - Modelo de ligação desenvolvido pelo GDA para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: GDA.	91

Figura 37 - Modelo de ligação desenvolvido pelo GDA para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: GDA.	92
Figura 38 - Modelo de ligação desenvolvido pelo GDA para ser utilizado com a segunda versão das famílias de painéis. Fonte: GDA.	93
Figura 39 - Modelo de ligação desenvolvido pelo GDA para ser utilizado com a atual versão das famílias de painéis. Fonte: GDA.	95
Figura 40 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a atual versão das famílias de painéis. Fonte: Autor....	96
Figura 41 – Procedimentos adotados no ensaio experimental. (a) Strain-Gage utilizado para coletar dados referentes às deformações longitudinal e transversal. (b) Strain-Gage utilizado para obter dados sobre a deformação longitudinal. (c) Detalhe referente a instrumentação do ensaio. Fonte: Autor.	118
Figura 42 – Tipo de ruptura de prismas de alvenaria de unidades cerâmicas. (ASTM C-1314:2003b).	126
Figura 43 – As formas de ruptura observadas nos seis prismas durante o ensaio experimental de resistência à compressão. Fonte: Autor.	126
Figura 44 – As imagens apresentadas ilustram as formas de ruptura observadas durante a etapa de ensaio. Na maioria dos casos, o rompimento dos prismas ensaiados a flexão ocorreu na junta situada no terço médio do mesmo, com exceção do prisma 03. Fonte: Autor..	130
Figura 45 – Processo esquemático de montagem do modelo avaliado de ligação entre painéis. Fonte: Autor.	137
Figura 46 – Em detalhe as unidades cerâmicas devidamente recortadas e em processo de correção das imperfeições geométricas (capeamento). Unidades utilizadas na base dos prismas de quatro fiadas. Fonte: Autor.	138
Figura 47 – As três variações de fôrmas com as telas metálicas utilizadas na moldagem das placas em argamassa armada. Esta Fonte: Autor.	138
Figura 48 - Fase de moldagem das placas de argamassa armada. Após a desmoldagem, que ocorreu dois dias após a sua confecção, as placas ficaram em repouso por cerca de 10 dias antes de sua utilização na produção dos pequenos prismas. Fonte: Autor.	138
Figura 49 – Fase inicial da confecção dos prismas. Cada prisma visa representar um painel estrutural cerâmico pré-fabricado. Fonte: Autor.	139
Figura 50 – Finalização dos prismas de quatro fiadas, sendo a última fiada precedida por uma placa de argamassa armada. Em primeiro plano pode-se observa os recortes feitos nas unidades cerâmicas. Fonte: Autor.	139

Figura 51 - Os cinco prismas posicionados sobre a chapa metálica de modo a compor o corpo de prova com seção transversal em "H". Estes foram dispostos sobre uma fina camada de argamassa para permitir o adequado nivelamento do conjunto. Fonte: Autor.....	139
Figura 52 – Esta imagem apresenta o grauteamento do “duto”. Nesta fase foram empregadas cantoneiras metálicas fixadas com auxílio de silicone e peças metálicas. Estas cantoneiras foram utilizadas nos locais onde não foi viável a vedação dos vãos com a argamassa de mesmo traço que o graute. Fonte: Autor.....	140
Figura 53 – O corpo de prova pronto e em processo de cura. Fonte: Autor.	140
Figura 54 – Procedimento utilizado para ensaiar o corpo de prova com seção transversal em “H”. Fonte: Autor.	141
Figura 55 – Esquema de instrumentação do ensaio do corpo de prova com seção transversal em “H”. (a) Esquema empregado no ensaio do primeiro corpo de prova; e, (b) Esquema utilizado nos ensaios do segundo e do terceiro corpos de prova. Fonte: Autor.	141
Figura 56 - Representação gráfica dos dados apresentados na Tabela 32. O eixo Y corresponde à tensão para área líquida do painel central. Fonte: Autor.....	143
Figura 57 - Representação gráfica dos dados apresentados na Tabela 33. O eixo Y corresponde à tensão para área líquida do painel central. Fonte: Autor.....	144
Figura 58 - Representação gráfica dos dados apresentados na Tabela 34. O eixo Y corresponde à tensão para área líquida do painel central. Fonte: Autor.....	145
Figura 59 – Representação gráfica dos dados apresentados na Tabela 35. O eixo Y corresponde à tensão para área líquida do painel central. Fonte: Autor.....	146
Figura 60 – Formas de ruptura dos corpos de prova com seção transversal em “H” observadas durante a aplicação de uma força de compressão vertical. As imagens de 1A a 1D correspondem ao corpo de prova com seção transversal em “H” 01. Fonte: Autor.	148
Figura 61 – Formas de ruptura dos corpos de prova com seção transversal em “H” observadas durante a aplicação de uma força de compressão vertical. As imagens de 2A a 2C correspondem ao corpo de prova com seção transversal em “H” 02. Fonte: Autor.	149
Figura 62 – Formas de ruptura dos corpos de prova com seção transversal em “H” observadas durante a aplicação de uma força de compressão vertical. As imagens de 3A a 3D correspondem ao corpo de prova com seção transversal em “H” 01. Fonte: Autor.	150

Figura 63 - Representação gráfica dos dados apresentados na Tabela 37. O eixo X corresponde à tensão para área líquida do painel central. Fonte: Autor.	152
Figura 64 – Detalhe construtivo do modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados. Fonte: Autor.	163
Figura 65 – Detalhe referente aos “Caminhos” (<i>Path</i>) utilizados para a obtenção de dados da análise numérica realizada do corpo de prova com seção transversal em “H”. Fonte: Autor.	164
Figura 66 – Geometria do elemento SOLID186 (ANSYS, 2011).	165
Figura 67 – Geometria do elemento SOLID187 (ANSYS, 2011).	165
Figura 68 – Nível de refinamento da malha adotada na análise numérica do modelo avaliado de ligação vertical. Fonte: Autor.	166
Figura 69 – Qualidade dos elementos da malha com base no nível de assimetria. Fonte: <i>Ansys Mesh Quality</i> (2009).	167
Figura 70 – Gráficos retirados da análise numérica realizada. A imagem A mostra graficamente o nível de assimetria da malha e a imagem B apresenta o desvio-padrão correspondente ao nível de assimetria da malha adotada. Fonte: Autor.	167
Figura 71 – Perspectivas dos modelos numéricos tridimensionais do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado no software Ansys Workbench. O esquema A corresponde ao modelo confeccionado com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre e com armadura metálica executada tanto em aço CA-50 quanto em aço CA-25 e o esquema B ao modelo realizado com armadura em aço CA-50 com a sua base completamente apoiada. Fonte: Autor.	168
Figura 72 – Representação gráfica dos dados expostos na Tabela 51. Fonte: Autor.	170
Figura 73 – Deformação vertical ao longo da altura do corpo de prova confeccionado com armadura em aço CA-50 durante a aplicação de um carregamento de 60 kN. A imagem A corresponde ao corpo de prova com os apoios situados apenas sob seus prismas da extremidade (painéis externos) e a imagem B ao corpo de prova com sua base completamente apoiada. Fonte: Autor.	173
Figura 74 – Resultados referentes a deformação vertical do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com armaduras metálicas em aço CA-50, com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre. A imagem A é relativa ao carregamento de 60 kN e a imagem B ao carregamento de 80 kN. Fonte: Autor.	174

Figura 75 – Resultados referentes a deformação vertical do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com armaduras metálicas em aço CA-25, com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre. A imagem A é relativa ao carregamento de 60 kN e a imagem B ao carregamento de 80 kN. Fonte: Autor.....	174
Figura 76 – Resultados referentes a deformação vertical do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com armaduras metálicas em aço CA-50, com a sua base completamente apoiada. A imagem A é relativa ao carregamento de 60 kN e a imagem B ao carregamento de 80 kN. Fonte: Autor.	175
Figura 77 – Tensão normal vertical ao longo da altura do corpo de prova confeccionado com armadura em aço CA-50 durante a aplicação de um carregamento de 60 kN. A imagem A corresponde ao corpo de prova com os apoios situados apenas sob seus prismas da extremidade (painéis externos) e a imagem B ao corpo de prova com sua base completamente apoiada. Fonte: Autor.	176
Figura 78 – Resultados referentes à tensão normal vertical do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com armaduras metálicas em aço CA-50 durante a aplicação de um carregamento de 60 kN. A imagem A refere-se ao corpo de prova com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre e a imagem B ao corpo de prova com sua base completamente apoiado. Fonte: Autor.....	177
Figura 79 - Resultados referentes à tensão principal máxima do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com armaduras metálicas em aço CA-50, com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre durante a aplicação de um carregamento de 60 kN. Fonte: Autor.	178
Figura 80 - Resultados referentes a tensão principal máxima do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com armaduras metálicas em aço CA-50, com a sua base completamente apoiada durante a aplicação de um carregamento de 60 kN. Fonte: Autor....	178
Figura 81 – Comparação entre os valores médios das deformações verticais obtidas no ensaio experimental e na análise numérica. Fonte: Autor.....	179
Figura 82 – Deformação vertical do corpo de prova com seção transversal em “H” com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre. Fonte: Autor.	183

Figura 83 – Tensão normal vertical do corpo de prova com seção transversal em “H” com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre. Fonte: Autor. 183

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação dos processos construtivos apresentados com base no tipo de ligação utilizada.	36
Tabela 2 – Requisitos do usuário segundo a norma ABNT NBR 15575:2010.	38
Tabela 3 – Requisitos de desempenho e características funcionais das vedações verticais (Franco, 1998).	39
Tabela 4 - Classificação das unidades em relação à área útil.	41
Tabela 5 – Resistência característica à flexão da alvenaria cerâmica, f_{kx} em MPa (adaptação da Tabela 03 da norma BS 5628):	48
Tabela 6 – Tipos de argamassas segundo a BS 5628:1992.	58
Tabela 7 - Limites da distribuição granulométrica do agregado miúdo para utilização em concretos.	100
Tabela 8 - Resultado referente à distribuição granulométrica média. .	100
Tabela 9 - Resultado referente ao teor de matéria orgânica.	101
Tabela 10 – Resultados referentes à determinação da massa unitária.	102
Tabela 11 - Massa específica do agregado miúdo.	103
Tabela 12 - Resultados referentes ao teor de umidade do agregado miúdo.	105
Tabela 13 - Resultados referentes ao inchamento do agregado miúdo.	105
Tabela 14 – Resultado referente ao teor de material pulverulento.	106
Tabela 15 – Resultados referentes ao índice de consistência da argamassa.	108
Tabela 16 – Classificação das argamassas quanto à densidade de massa no estado fresco.	109
Tabela 17 – Média dos resultados referentes à densidade da argamassa de assentamento.	109
Tabela 18 – Exigências mecânicas e reológicas para argamassas.	110
Tabela 19 – Classificação das argamassas de assentamento e revestimento.	111
Tabela 20 – Teor de ar incorporado pela argamassa de assentamento utilizada no desenvolvimento desta pesquisa.	111
Tabela 21 – Índice médio de retenção de água.	113
Tabela 22 – Resultados referentes à resistência a tração na flexão.	115
Tabela 23 – Resultados referentes à resistência a compressão.	116
Tabela 24 – Módulo de Elasticidade obtido pelo método experimental.	118
Tabela 25 – Coeficiente de Poisson obtido pelo método experimental.	119

Tabela 26 – Propriedades e características das unidades cerâmicas estruturais obtidas com base nos procedimentos de ensaios prescritos pelas normas ABNT NBR15270-2:2005 e ABNT NBR 15270-3:2005.....	121
Tabela 27 – Propriedades e características das unidades cerâmicas estruturais obtidas com base nos procedimentos de ensaios prescritos pelas normas ABNT NBR15270-2:2005 e ABNT NBR 15270-3:2005 (Continuação).	122
Tabela 28 – Resultados relativos à resistência a compressão de prismas cerâmicos compostos por três unidades com junta a prumo.....	127
Tabela 29 – Resultados referentes à resistência de aderência a tração na flexão de prismas cerâmicos em relação a sua área líquida.....	129
Tabela 30 – Resumo dos resultados obtidos durante o ensaio experimental dos materiais, componentes e elementos construtivos.	132
Tabela 31 – Resumo dos resultados obtidos durante o ensaio experimental dos materiais, componentes e elementos construtivos (continuação da Tabela 30).....	133
Tabela 32 – Deformação vertical do corpo de prova 01.	143
Tabela 33 – Deformação vertical do corpo de prova 02.	144
Tabela 34 – Deformação vertical do corpo de prova 03.	145
Tabela 35 - Média das deformações verticais dos 03 corpos de prova.....	146
Tabela 36 – Resultados referentes à resistência a compressão do corpo de prova cerâmico com seção transversal em “H”.	147
Tabela 37 – Dados referentes às deformações verticais médias dos prismas da extremidade e a deformação vertical média constatada no centro do vão do prisma central do corpo de prova com seção transversal em “H”.	152
Tabela 38 – Análise da absorção da carga pelos materiais componentes do corpo de prova com base no procedimento proposto por Guimarães César (2007).	154
Tabela 39 – Análise da absorção da carga pelos materiais componentes do corpo de prova com base no procedimento proposto por Guimarães César (2007) (continuação da Tabela 38).....	155
Tabela 40 – Propriedades dos materiais utilizados na análise numérica do corpo de prova com seção transversal em “H”.	162
Tabela 41 – Deformação vertical do ensaio experimental e da análise numérica.	169
Tabela 42 – Deformação vertical dos corpos de prova confeccionados com armadura metálica em aço CA-50 e CA-25 com prisma central engastado aos da extremidade e sua borda inferior livre e em aço CA-	

50 com a sua base completamente apoiada sob uma força vertical de 60kN.	171
Tabela 43 – Deformação vertical dos corpos de prova confeccionados com armadura metálica em aço CA-50 e CA-25 com prisma central engastado aos da extremidade e sua borda inferior livre e em aço CA-50 com a sua base completamente apoiada sob uma força vertical de 80kN.	172
Tabela 44 – Análise da absorção da carga aplicada pelos materiais componentes do corpo de prova, com base nos procedimentos descritos por Guimarães César (2007).	181
Tabela 45 – Análise da absorção da carga aplicada pelos materiais componentes do corpo de prova, com base nos procedimentos descritos por Guimarães César (2007) (continuação da Tabela 44).	182

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1.....	1
INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	2
1.2. JUSTIFICATIVA	3
1.3. OBJETIVOS	6
1.3.1. Objetivo Geral.....	6
1.3.2. Objetivos específicos	6
1.4. METODOLOGIA ADOTADA PARA O DESENVOLVIMENTO DESTA PESQUISA	6
1.4.1. O conhecimento das ligações existentes entre painéis pré- moldados e pré-fabricados	7
1.4.2. Estudo, concepção e definição do modelo a ser avaliado de ligação entre painéis pré-moldados e pré-fabricados	7
1.4.3. A caracterização dos materiais, componentes e elementos construtivos.....	7
1.4.4. A construção e avaliação experimental e numérica do protótipo da ligação entre painéis pré-moldados	9
1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO	9
CAPÍTULO 2.....	11
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	11
2.1. INTRODUÇÃO	12
2.2. ALVENARIA	13
2.2.1. Considerações finais	16
2.3. PAINÉIS DE ALVENARIA PRÉFABRICADOS E PRÉ- MOLDADOS.....	17
2.3.1. Tecnologia dos painéis pré-fabricados e pré-moldados...	17
2.3.2. Vantagens e desvantagens da utilização de painéis cerâmicos pré-moldagem.....	23
2.3.3. Tipos de painéis pré-fabricados em alvenaria quanto ao caráter estrutural.....	25

2.3.4.	Ligações entre painéis pré-moldados.....	25
2.3.5.	Comportamento das ligações entre painéis pré-moldados	28
2.3.6.	Processos pré-fabricados em alvenaria	29
2.3.7.	Considerações finais.....	36
2.4.	PROCEDIMENTOS ABORDADOS NA ANÁLISE DO DESEMPENHO DO CONJUNTO ARGAMASSA-UNIDADE CERÂMICA	37
2.4.1.	Conceito de desempenho.....	37
2.4.2.	Esforços solicitantes da alvenaria	40
2.4.3.	Resistência à compressão.....	40
2.4.4.	Resistência à flexão	46
2.4.5.	Considerações finais.....	53
2.5.	ANÁLISE DA LIGAÇÃO ENTRE PAREDES EM ALVENARIA	54
2.5.1.	Interação entre paredes	54
2.5.2.	Método das paredes isoladas	54
2.5.3.	Grupos isolados de Paredes.....	55
2.5.4.	Grupos de paredes com interação.....	55
2.5.5.	Prescrições normativas	56
2.5.6.	Breves comentários sobre principais pesquisas referentes a interação de paredes na presença de ações verticais.....	58
2.5.7.	Pesquisas sobre a interação de paredes na presença de ações horizontais.....	64
2.5.8.	Pesquisas referentes à eficiência das ligações de paredes	65
2.5.9.	Considerações finais.....	68
2.6.	MODELAGEM NUMÉRICA DA ALVENARIA ESTRUTURAL.....	69
2.6.1.	Tipos de modelagens	69
2.6.2.	Tipo de análise: bidimensional ou tridimensional.....	72
2.6.3.	Natureza da análise: linear ou não linear	73

2.6.4.	Considerações finais	74
	CAPÍTULO 3.....	75
	O MODELO DE LIGAÇÃO E A CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAS E COMPONENTES	75
3.1.	INTRODUÇÃO	76
3.2.	ESTUDO, CONCEPÇÃO E DEFINAÇÃO DO MODELO DE LIGAÇÃO A SER AVALIADO	77
3.2.1.	Modelos de ligações propostos para atuar em conjunto com a primeira versão das famílias de painéis cerâmicos estruturais.....	82
3.2.2.	Modelo de ligação proposto para atuar em conjunto com a segunda versão das famílias de painéis cerâmicos estruturais.....	93
3.2.3.	Modelos de ligação propostos para atuar em conjunto com a atual versão das famílias de painéis cerâmicos estruturais	94
3.2.4.	Definição do modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados	97
3.3.	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E COMPONENTES	98
3.3.1.	Ensaio de caracterização da areia	99
3.3.2.	Ensaio de caracterização da argamassa de assentamento	107
3.3.3.	Ensaio de caracterização das unidades cerâmicas estruturais.....	121
3.3.4.	Ensaio de prismas.....	123
3.3.5.	Análise dos resultados e considerações finais	132
	CAPÍTULO 4.....	135
	PROGRAMA EXPERIMENTAL	135
4.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	136
4.1.	ENSAIO EXPERIMENTAL DA LIGAÇÃO ENTRE PAINÉIS ESTRUTURAIS CERÂMICOS PRÉ-MOLDADOS.....	136

4.1.1.	Preparo dos corpos de prova.....	136
4.1.2.	Instrumentação do ensaio.....	140
4.1.3.	O ensaio experimental.....	142
4.2.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	156
	CAPÍTULO 5.....	159
	ANÁLISE NUMÉRICA.....	159
5.	ANÁLISE NUMÉRICA PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	160
5.1.	MODELOS NUMÉRICOS	161
5.1.1.	Materiais e propriedades mecânicas	161
5.1.2.	Geometria	163
5.1.3.	“Caminhos” de obtenção de dados	164
5.1.4.	Elementos utilizados e malha gerada	165
5.1.5.	Condições de Contorno e Aplicação dos carregamentos	167
5.2.	RESULTADOS OBTIDOS	168
5.3.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	179
	CAPÍTULO 6.....	185
	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	185
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	186
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	189

CAPÍTULO 1
INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A alvenaria como processo construtivo sofre a primeira ameaça ao seu domínio em meados do século XIX com o aparecimento das construções em aço. Entretanto, o seu declínio como material estrutural só tem início na primeira metade do século XX com a introdução das normas de projeto referentes às estruturas em concreto armado na Alemanha, França e Reino Unido. Esta diminuição de demanda de mercado para os produtos cerâmicos pode ser atribuída ao atraso técnico-científico de projeto quando comparada ao aço e ao concreto armado [Lourengo (1999); Assis e Chahud (2004)].

A alvenaria estrutural voltou a ser considerada viável economicamente a partir da segunda metade do século XX com a introdução de métodos de cálculo com racionalidade semelhante às praticadas em estruturas em aço e em concreto armado. Contudo, a introdução deste método no Brasil ocorre somente no final dos anos 60, sendo pouco difundida entre os profissionais da área da construção civil. Diante deste contexto, nas últimas décadas, visando recuperar o interesse do mercado pela alvenaria estrutural, observa-se o desenvolvimento contínuo de pesquisas com intuito de promover a difusão e o aprimoramento deste processo construtivo. [Siemes (1985); Lourenço(1999); Assis e Chahud (2004)].

Inicialmente, buscou-se o aprimoramento deste processo com a introdução do conceito de racionalização construtiva, o qual agregou à alvenaria vantagens como o aumento da velocidade de construção, maior economia, maior produtividade, melhor controle de qualidade e a redução no desperdício de material. Entretanto, estes benefícios só são observados quando a sua adoção se estende a todas as etapas da construção, ou seja, do projeto à execução da edificação. (Franco, 1992).

Nas últimas décadas, inclusive no Brasil, as pesquisas visando tornar este processo ainda mais competitivo viram como alternativa a abordagem de conceitos como pré-moldagem, pré-fabricação e industrialização. Estas pesquisas resultaram no desenvolvimento de processos construtivos baseados em painéis cerâmicos pré-fabricados utilizados como elementos tanto de vedação quanto estrutural, os quais apresentam como vantagens a maior velocidade de execução, a possibilidade de adoção de ambientes de montagem ergonomicamente adequados e maior controle de qualidade de todo o processo. [Guimarães César (2007); Guimarães César; Parizotto Filho, Cardoso, Roman e Barth (2004)].

Contudo, devido a estes processos construtivos serem relativamente novos torna-se necessária a realização de pesquisas que visem avaliar o comportamento dos painéis e dos modelos de ligação resultante das soluções propostas. Em outras palavras, a utilização de todo o potencial dos painéis executados com unidades cerâmicas só será possível através do conhecimento das características e propriedades físicas dos componentes adotados e principalmente do modo correto de sua utilização.

1.2. JUSTIFICATIVA

Desde 1960, têm se observado no Brasil a implementação de diversos programas de governo, tais como a criação do BNH (Banco Nacional da Habitação) e, recentemente, de programas baseados no financiamento de habitações de interesse social com recursos do FGTS pelos governos de Fernando Henrique Cardoso e Luís Inácio Lula da Silva, visando acabar ou minimizar o déficit habitacional. No entanto, constata-se, com base nos dados do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística) expostos na Figura 1, que apenas recentemente houve uma alteração significativa, apresentando inclusive uma redução tanto do índice referente ao déficit habitacional absoluto quanto ao déficit habitacional relativo. Segundo a Fundação Getúlio Vargas (FGV), o déficit habitacional absoluto corresponde à soma de todas as habitações consideradas inadequadas com as coabitações e o déficit habitacional relativo refere-se ao percentual de famílias que se encontram incluso neste déficit em relação ao total das famílias do país. Esta redução do déficit habitacional foi possível também devido às mudanças no cenário econômico, tais como a estabilidade e o maior controle da inflação.

Estes fatos somados a um mercado mais competitivo e exigente têm induzido, nas últimas décadas, inúmeras tentativas com intuito de alterar o "cenário" de grande atraso tecnológico do setor da construção civil quando comparado a outros setores da economia. Dentre as estratégias adotadas destaca-se a introdução de novas tecnologias e novos processos e sistemas construtivos, pois, atualmente, para se garantir no mercado, uma empresa deve buscar a qualidade, a produtividade e a redução dos custos.

Diante deste novo contexto, na década de 1980, tornou-se imperativa a questão qualitativa nos empreendimentos habitacionais, ou seja, a busca pelo aprimoramento tecnológico dos métodos, processos e sistemas construtivos, assim como das atividades de projeto. Entretanto, a absorção destes aprimoramentos não ocorreu de imediato pelo Setor da

Construção Civil em razão ao alto custo inicial inerente a sua implantação, a falta de crédito habitacional e a baixa demanda por novos empreendimentos motivada tanto pela desativação do BNH em 1987 quanto pela grande instabilidade econômica internacional. Este fato resultou na estagnação deste setor por quase duas décadas (1980 e 1990), derivando no abandono do treinamento e da ampliação do quadro de profissionais por parte das empresas construtoras.

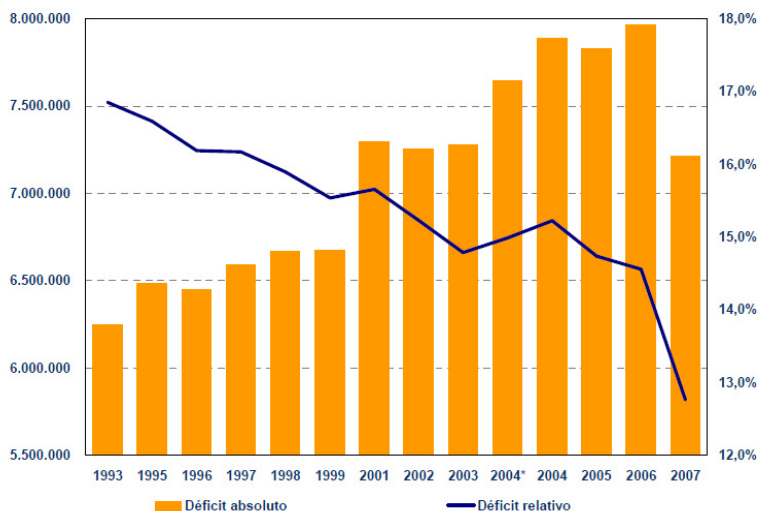


Figura 1 - Evolução do déficit habitacional brasileiro. Fonte: FGV (2007).

Com o aumento do crédito habitacional e da demanda de mercado por novos empreendimentos a partir de 2007, essa ausência de investimentos derivou na escassez de mão de obra qualificada. Isto acabou acelerando a adoção de técnicas, processos e sistemas construtivos racionalizados, pré-fabricados e industrializados, pois o modo de construir baseado no uso intensivo de mão-de-obra barata mostrou-se inviável, resultando na redução dos índices de produtividade e, principalmente, de qualidade da edificação.

No caso da alvenaria estrutural, uma das possibilidades para se promover o aprimoramento tecnológico deste processo construtivo, com base no aumento do seu nível de racionalização e de industrialização, consiste no emprego de métodos de pré-fabricação e pré-moldagem de painéis cerâmicos. O emprego destes métodos apresenta vantagens similares à adoção da racionalização, ou seja, aumento da velocidade de construção, maior economia, maior produtividade e melhor controle de qualidade e a redução do desperdício de material. Entretanto, vários

fatores podem influenciar no desempenho dos painéis cerâmicos estruturais pré-moldados, dentre estes se destaca o modelo e o comportamento das suas ligações horizontal e vertical. O modelo da ligação adotada pode determinar como um painel irá se comportar na presença de forças de compressão, flexão e cisalhamento. No caso das ligações verticais, objeto de estudo desta pesquisa, a principal função, segundo Schultz (1994), consiste em transmitir para as estruturas verticais as tensões ocasionadas pela presença de forças horizontais, sejam estas provenientes de um evento accidental, de sismos ou do próprio vento.

No processo construtivo em alvenaria estrutural a ligação entre as paredes adjacentes pode ocorrer de duas formas distintas: a primeira consiste na amarração direta ou contrafiada e a segunda na amarração indireta. A forma como acontece esta ligação altera significativamente o comportamento da edificação como um todo. Este fato tem sido analisado em diversas pesquisas realizadas nas últimas décadas, dentre as quais se destacam as desenvolvidas por Lissel, Shrive e Page (2000), Camacho et al. (2001), Peleteiro (2002), Silva (2003), Corrêa (2003) e Capuzzo Neto (2000 e 2005). De acordo com estas pesquisas, nas paredes adjacentes cuja ligação ocorre por amarração direta ou contrafiada, há a presença da interação entre estas, ou seja, há a distribuição e a uniformização tanto das tensões verticais quanto das tensões horizontais ao longo de suas alturas. Em outras palavras, a presença da interação induz a uma ampliação da capacidade de carga das paredes. Nas paredes unidas pela amarração indireta, procedimento similar ao praticado em processos pré-moldados em alvenaria cerâmica, a interação ainda ocorre, porém a sua intensidade tende a variar com a rigidez e o modelo da ligação. Isto aliado à ausência de dados sobre a eficiência deste tipo de amarração, segundo Capuzzo Neto (2005), dificulta o estabelecimento de parâmetros que viabilizem a sua consideração na etapa de projeto. Apesar da relevância do estudo das ligações dos painéis estruturais cerâmicos pré-moldados para garantir a estabilidade estrutural da edificação, verificou-se a existência de uma lacuna de conhecimento devido a ausência de pesquisas que abordem este tema. Em outras palavras, ainda há um largo campo para as pesquisas nesta área.

Desde 2001, pesquisadores do Grupo de Desenvolvimento de Sistemas em Alvenaria (GDA) do Núcleo de Pesquisas em Construção (NPC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) vêm se dedicando à realização da “Pesquisa e Desenvolvimento de Processos Construtivos Industrializados em Cerâmica Estrutural”. Como resultado desta pesquisa, houve a elaboração de processos construtivos baseados em painéis estruturais cerâmicos pré-fabricados. Desse modo, visando

contribuir com o aprimoramento destes processos, buscou-se neste estudo analisar o comportamento de um modelo de ligação vertical concebido para atuar em conjunto com os painéis na execução de edificações com até cinco pavimentos. A realização deste estudo ampara-se na escassez de referências bibliográficas específicas, reforçando o ineditismo do tema abordado.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo Geral

Analisar o comportamento de um modelo de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados não armados sob a presença de tensões de cisalhamento verticais.

1.3.2. Objetivos específicos

- Compreender, com base nos ensaios experimentais e na análise numérica o processo de ruptura dos corpos de prova com seção transversal em "H" quando submetidos a tensões de cisalhamento verticais;
- Avaliar através da análise numérica a influência do traço adotado de argamassa de grauteamento no desempenho do modelo de ligação vertical; e,
- Com base na distribuição das deformações verticais e das tensões normais verticais, investigar a presença de interação entre painéis.

1.4. METODOLOGIA ADOTADA PARA O DESENVOLVIMENTO DESTA PESQUISA

A presente pesquisa visa a investigação experimental e numérica do comportamento de um modelo de ligação entre painéis pré-moldados estruturais cerâmicos não armados na presença de tensões de cisalhamento verticais. Dessa forma, a metodologia adotada foi composta pelas seguintes etapas:

1. Conhecimento de ligações existentes entre painéis pré-moldados e pré-fabricados;
2. Estudo, concepção e definição do modelo a ser avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados;
3. Caracterização dos materiais, componentes e elementos construtivos; e,

4. Construção e avaliação experimental e numérica do protótipo de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados com base em critérios pré-selecionados (deformação vertical e tensão normal vertical).

A forma como as etapas se inter-relacionam pode ser visualizada no organograma exposto na Figura 2. As etapas encontram-se descritas a seguir:

1.4.1. O conhecimento das ligações existentes entre painéis pré-moldados e pré-fabricados

Na revisão bibliográfica buscou-se abordar fatores considerados relevantes ao desenvolvimento desta pesquisa, desde temas referentes a pré-fabricação, especialmente de painéis cerâmicos e dos tipos e métodos das ligações usualmente empregados nesse processo construtivo, aos procedimentos adotados nas análises numéricas e experimentais das interfaces entre paredes adjacentes em alvenaria. Os dados coletados nesta fase nortearam tanto a concepção dos modelos de ligação quanto a definição dos procedimentos de ensaios a serem adotados.

1.4.2. Estudo, concepção e definição do modelo a ser avaliado de ligação entre painéis pré-moldados e pré-fabricados

Com base nos dados levantados ao longo da revisão bibliográfica e no processo construtivo baseado em painéis estruturais cerâmicos proposto pelo Grupo de Desenvolvimento de Sistemas em Alvenaria da UFSC, buscou-se nesta etapa realizar o estudo e a proposição de alguns modelos de ligações. Entretanto, a definição do modelo a ser avaliado de ligação foi condicionada as características da atual versão das famílias de painéis estruturais cerâmicos pré-moldados e a possibilidade de contribuição da ligação para o desempenho dos painéis.

1.4.3. A caracterização dos materiais, componentes e elementos construtivos

Nesta etapa foram determinadas as características e propriedades dos materiais, componentes e do conjunto argamassa-unidade cerâmica estrutural. Os resultados obtidos serviram de base para a compreensão do comportamento do modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos sob a presença de tensões de cisalhamento verticais e para construção do modelo numérico tridimensional do corpo de prova com seção transversal em “H”.

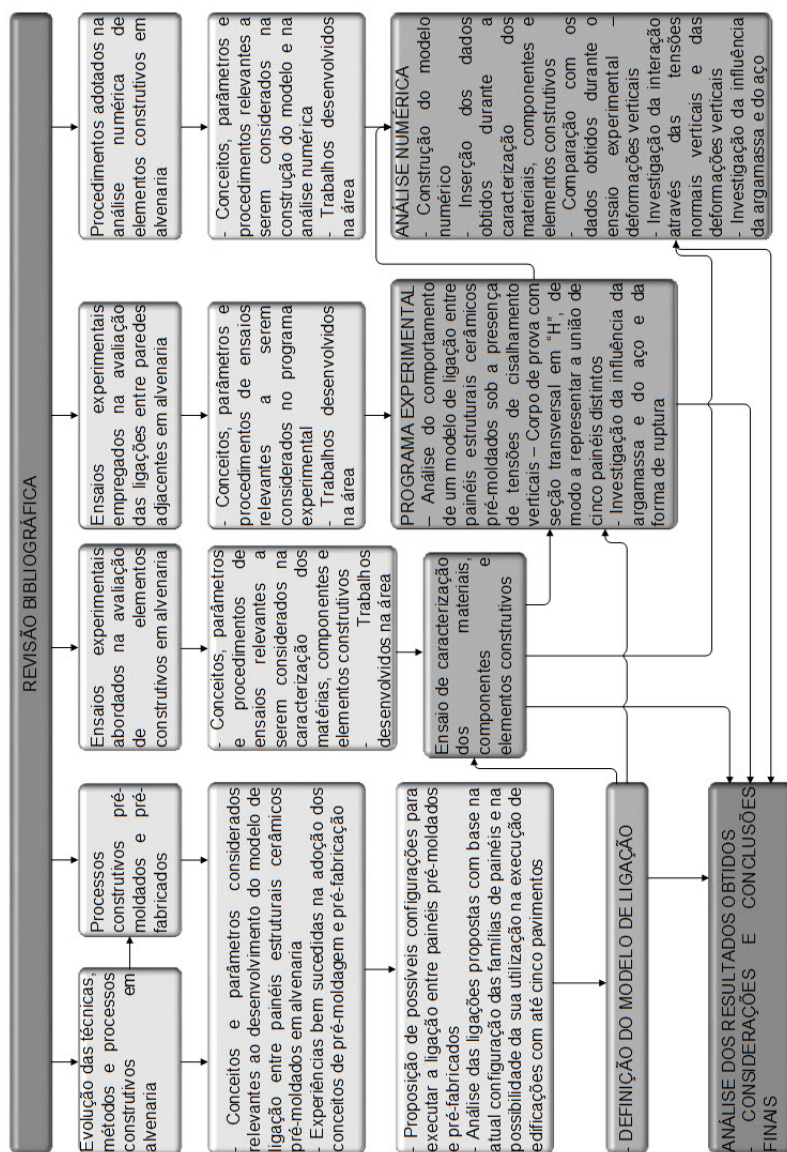


Figura 2 – Metodologia adotada para o desenvolvimento desta pesquisa.

Fonte: Autor.

1.4.4. A construção e avaliação experimental e numérica do protótipo da ligação entre painéis pré-moldados

Tanto para a análise experimental quanto para a numérica foram adotados como referência os procedimentos de ensaio utilizados desde 1979 por pesquisadores como Sinha e Hendry na avaliação do comportamento das interfaces em painéis de alvenaria. Estes procedimentos consistem na aplicação de força de compressão vertical sobre o topo do painel central de um corpo de prova com seção transversal em “H”, cujos painéis externos encontram-se devidamente apoiados enquanto o painel central está engastado a esses com sua borda inferior livre. No ensaio experimental foram empregados transdutores de deslocamento para coleta das deformações verticais e uma célula de carga de 200 kN para se obter o valor da carga aplicada, sendo realizada também ao longo do ensaio a inspeção visual com intuito de identificar os pontos de ocorrência das primeiras fissuras. Os dados obtidos neste ensaio serviram para determinar a resistência da ligação e a parcela de contribuição de cada material na absorção da carga aplicada. Na análise numérica foram confeccionados três modelos tridimensionais com auxílio do software Ansys, visando identificar a influência do tipo de aço adotado na composição da armadura metálica e das disposição dos apoios no comportamento do modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados. Nesta fase adotaram-se tantos as deformações verticais quanto as tensões normais verticais, pois buscou-se investigar também a presença ou não da interação entre os prismas da extremidade (painéis externos) e o prisma central (painel central).

1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta tese encontra-se estruturada conforme a seguinte sequência:

Capítulo 1 - Introdução: Aborda as considerações iniciais, as justificativas, os objetivos e a estruturação do trabalho;

Capítulo 2 - Revisão bibliográfica: Descreve o que foi encontrado na revisão bibliográfica pertinente ao tema desta pesquisa, sendo mencionados conceitos, aspectos históricos e procedimentos de ensaio;

Capítulo 3 – O modelo de ligação e a caracterização dos materiais e componentes: Mostra todas as opções de ligação propostas para as três versões das famílias de painéis, a definição do modelo avaliado e os procedimentos e ensaios empregados na avaliação dos materiais, componentes e elementos construtivos empregado na composição do modelo avaliado de ligação entre painéis;

Capítulo 4 - Programa experimental: Aborda todos os procedimentos adotados na investigação experimental dos corpos de prova com seção transversal em "H" e a análise dos resultados obtidos nesta etapa;

Capítulo 5 - Análise numérica: Descreve todos os procedimentos utilizados durante a análise numérica e a análise dos resultados obtidos; e,

Capítulo 6 - Considerações finais e conclusões: Apresenta as considerações e conclusões obtidas ao longo do desenvolvimento desta pesquisa.

Ao final encontram-se apresentadas todas as referências bibliográficas utilizadas na elaboração deste trabalho.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo encontra-se subdividido em cinco grandes subtemas visando simplificar o processo de compreensão da pesquisa em desenvolvimento. Cada tema aborda de maneira sucinta questões relativas à história, conceitos básicos e/ou normas de referência, itens que serviram de base para a elaboração desta pesquisa.

A estruturação dos subtemas ocorre da seguinte forma: o primeiro subtema aborda o conceito e um breve panorâmico histórico da alvenaria; o segundo apresenta conceito e temas referentes à pré-fabricação; o terceiro expõem conceitos, aspectos e procedimentos utilizados na avaliação de componentes e elementos em alvenaria; o quarto explana sobre os conceitos, aspectos e procedimentos empregados na análise das ligações verticais de painéis em alvenaria; e o quinto elucida os métodos e os procedimentos relativos à aplicação da modelagem numérica em processos baseados em alvenaria.

2.2. ALVENARIA

A alvenaria pode ser definida como um componente construtivo complexo utilizado na construção e conformado em obra, resultante da sobreposição de pedras, tijolos ou unidades unidos ou não entre si por juntas de argamassa, formando um conjunto coeso. O conjunto que compõe as paredes e muros pode ter função estrutural ou de vedação [Enciclopédia Século XX (1977); Sabbatini (1994)].

A alvenaria estrutural, por sua vez, corresponde a toda estrutura de alvenaria, predominantemente laminar, dimensionada por procedimentos racionais de cálculo para suportar cargas além do seu peso próprio. Em outras palavras, este processo construtivo se caracteriza pelo emprego de paredes e lajes enrijecedoras como principal estrutural suporte dos edifícios, sendo o dimensionamento de suas paredes realizado com base em métodos racionais de cálculo (Franco, 1992).

A alvenaria como processo construtivo vem sendo utilizada pela humanidade desde antiguidade devido a sua durabilidade, solidez e baixo custo. Com a Revolução Industrial e dos Transportes, houve a introdução da mecanização na produção de materiais e a criação de rede de distribuição de produtos acabados, resultando no aumento da produção e na variedade de cores disponíveis de tijolos. Entretanto, esta contribuiu muito pouco com os quesitos referentes à qualidade e padronização dos produtos [Elliot (1992); Lourenço (1999); Gallegos (2005)].

Este fato contribuiu para que em meados do século XIX ocorresse a primeira ameaça ao domínio da alvenaria como material estrutural com início da produção de vigas e pilares em ferro fundido. Como resposta a esta situação, no final deste século, as técnicas de construção de edifícios altos atingiram nível de aprimoramento tal que eliminaram a necessidade de grandes espessuras das paredes nos pavimentos inferiores. Uma obra representativa deste novo procedimento de se construir em alvenaria foi o edifício "Monadnock" (Figura 3), projetado e executado por Burnham em Chicago entre 1889 e 1891. Edifício de dezesseis pavimentos com 65 metros de altura, cujas paredes inferiores possuem 180 cm de espessura [Lourenço (1999); Assis (2001); Silva (2003)].

Entretanto, na primeira metade do século XX, tem início o colapso da alvenaria como material estrutural com a introdução de regulamentos referentes a estruturas de concreto armado na Alemanha, França e Reino Unido, devido a este material se apresentar durável, resistente, moldável e econômico. A diminuição da demanda de mercado pelos produtos cerâmicos com função estrutural pode ser atribuída ao atraso técnico-científico de suas regras de projeto quando comparado ao aço e ao

concreto. Este atraso resultou também na inviabilidade da implantação de soluções inovadoras e na compreensão insuficiente de patologias inerentes a estes elementos estruturais. Estes e outros problemas foram apontados pelo relatório "Segurança de construções de alvenaria - Abordagem probabilística", no qual ficou evidente que os métodos de cálculo tradicionais não estavam de acordo com o comportamento real das estruturas em alvenaria [Siemes (1985); Lourenço (1999); Assis e Chahud (2004)].



Figura 3 – Edifício Monadnock. Fonte: Silva, 2003.

No final dos anos 40, o desenvolvimento de novos estudos visando estimular a utilização da alvenaria estrutural na Europa resultou na elaboração da primeira norma inglesa consistente para o seu cálculo baseada nas tensões admissíveis, sendo reformulada em 1970 e renomeada como CP-111 ("*Structural Recommendations for load bearing walls*"). Nos anos 50, nos Estados Unidos, foi iniciado o desenvolvimento de novas regras práticas com intuito de regulamentar o emprego deste processo construtivo, os quais mais tarde resultaram na publicação de códigos de construção (Rauber, 2005).

Diante deste novo contexto, em 1951, o engenheiro suíço Paull Haller dimensionou e construiu na Basileia um edifício de treze pavimentos com paredes resistentes com espessuras internas de 150 mm e externas de 375 mm, o qual passou a ser considerado um marco na alvenaria estrutural não armada (Silva, 2003).

Em decorrência destes fatos, atualmente, em países como Estados Unidos, Inglaterra e Alemanha, a alvenaria estrutural atinge níveis de cálculo, execução e controle similares aos aplicados às estruturas em

concreto e em aço, constituindo-se em um econômico e competitivo processo construtivo (Silva, 2003).

No Brasil, porém, a evolução dos processos baseados em alvenaria estrutural ocorreu de forma tardia devido ao fato do setor da construção civil se mostrar, até o início da década de 60, muito restritivo a inovações tecnológicas. No final desta década e na seguinte, o governo através da criação do Sistema Financeiro de Habitação promoveu a construção em larga escala de edificações residenciais com intuito de suprir ou pelo menos minimizar o déficit habitacional. Isto induziu a importação de sistemas e processos construtivos por empresas que visavam à obtenção de parte dos recursos disponibilizados, sendo o processo de transferência tecnológica, neste caso, executado de modo inadequado, ou seja, sem as adaptações necessárias ao contexto nacional [Franco (1992); Farah (1992); Rosso (1994)].

Com a crise no Sistema Financeiro no final da década de 70, muitas empresas do Setor da Construção Civil buscaram reduzir seus custos com a diminuição da qualidade de suas obras. Este fato combinado à utilização de sistemas e processos construtivos importados inadequados à realidade nacional resultou, na metade da década de 80, no aumento expressivo do número de reclamações de usuários referente a patologias procedentes de vícios construtivos. Como consequência, no final da década de 80, houve por parte das empresas uma busca pelo aumento do desempenho de suas obras visando sua sobrevivência no mercado (Farah, 1992).

A forma e o período como ocorreu a introdução da alvenaria estrutural no país motivou o surgimento de um preconceito ou "mito", associando-a a habitações populares e a edifícios de poucos pavimentos. Contudo, outros fatores também contribuíram para depreciar a imagem deste processo construtivo inovador, dentre os quais se destaca as inúmeras ocorrências de patologias, consequência do não desenvolvimento de uma metodologia científica que embasasse os aspectos técnicos [Franco (1992); Rosso (1994)].

Na década de 80, a busca pelo aperfeiçoamento dos processos e técnicas construtivas fez com que a alvenaria estrutural atingisse o seu apogeu, passando a ser uma opção construtiva competitiva por proporcionar a redução de custos e o aumento da qualidade, da produtividade e do desempenho da edificação (Corrêa, 2003). Recentemente, visando tornar este processo ainda mais viável, começam a se desenvolver novas pesquisas com intuito de promover o seu aprimoramento por meio da adoção de conceitos amplamente utilizados por outros setores da economia. Dentre os conceitos abordados destaca-se a pré-moldagem, a pré-fabricação e a industrialização, sendo

constatadas várias experiências bem sucedidas tanto internacionalmente quanto nacionalmente. O produto resultante destas pesquisas foi o desenvolvimento de processos construtivos baseados na pré-fabricação de painéis em alvenaria, cujos objetivos consistem na obtenção de maior controle de qualidade na sua execução e maior velocidade na produção da edificação.

2.2.1. Considerações finais

Com o desenvolvimento de novos sistemas e processos construtivos baseados em aço e em concreto armado, a alvenaria perdeu sua importância como elemento estrutural sendo rebaixada a simples elemento de vedação. Este fato promoveu não só o seu atraso tecnológico como também o abandono de todo o conhecimento técnico adquirido. No Brasil, este abandono ocorreu também por parte das universidades, pois até recentemente estas não previam em suas grades curriculares disciplinas que destinassem a difundir tais conhecimentos.

O abandono destes conhecimentos pela academia refletiu-se também no canteiro de obras, resultando no desaprender a construir em alvenaria, ou seja, na desqualificação da mão de obra. Diante deste novo contexto, a alvenaria estrutural passa a ter a sua imagem depreciada, sendo relegada a execução de habitações de interesse social (HIS).

Nas últimas décadas, têm se observado a realização de diversas pesquisas visando resgatar e aprimorar estes conhecimentos. Destas pesquisas resultaram o desenvolvimento de métodos de cálculo com racionalidade semelhante aos praticados em estruturas em aço e em concreto armado, técnicas e processos construtivos racionalizados e, recentemente, processos construtivos pré-fabricados e industrializados, cujo objetivo comum a todos consiste em tornar a alvenaria novamente competitiva.

2.3. PAINÉIS DE ALVENARIA PRÉFABRICADOS E PRÉ-MOLDADOS

Neste subtema apresenta-se um breve panorama sobre processos construtivos pré-fabricados, abordando de maneira sucinta conceitos sobre industrialização e pré-fabricação, as ligações mais utilizadas, etc. O enfoque dado a esta revisão bibliográfica encontra-se fundamentado na semelhança entre estes e o processo construtivo de pré-moldagem de painéis cerâmicos abordado nesta pesquisa. Entretanto, ressalta-se que as versões das famílias de painéis propostas pelo Grupo de Desenvolvimento de Sistemas Construtivos em Alvenaria da Universidade Federal de Santa Catarina foram concebidas para ser executadas dentro de uma central, visando, desse modo, o controle rígido de qualidade em todas as etapas da sua confecção. Ao final serão abordadas as vantagens e as experiências bem sucedidas no emprego do conceito de pré-fabricação em processos construtivos em alvenaria.

2.3.1. Tecnologia dos painéis pré-fabricados e pré-moldados

Nas últimas décadas, observou-se uma busca contínua pelo aprimoramento tecnológico de processos e sistemas construtivos. Esta evolução teve início com a adoção do conceito de racionalização, o qual propiciou maior controle da qualidade, dos custos e do tempo de execução da edificação. Posteriormente, houve a introdução dos conceitos de pré-moldagem, pré-fabricação e industrialização. No caso da alvenaria, o uso destes conceitos resultou no desenvolvimento de processos construtivos baseados em painéis pré-moldados e pré-fabricados.

Segundo a versão de 2004 do projeto de norma ABNT NR 02:136.01:2004, denominada atualmente como ABNT NBR 15575:2010, sistema construtivo vem a ser “um conjunto de elementos e instalações, constituindo um todo que atenda ao programa de necessidades previamente estabelecido (habitação, escola, creche, etc.)” e o processo construtivo um “conjunto de métodos e técnicas de produção de componentes, elementos e sistemas construtivos.” Esta definição assemelha-se a apresentada por Sabbatini em 1989, porém, na versão mais recente desta norma (revisão lançada em julho de 2012), nenhum dos conceitos foi mencionado. Este fato possibilita o uso equivocado de ambos, inclusive, como sinônimos (como o ocorrido na versão de revisão desta mesma norma em 2007).

Como esta norma não faz menção sobre técnicas e métodos construtivos, nesta pesquisa foram adotadas as definições propostas por

Sabbatini (1989). De acordo com este autor, as técnicas construtivas consistem “no conjunto de operações empregadas por um particular ofício para produzir parte de uma construção” e o método construtivo é “o conjunto de técnicas construtivas independentes e adequadamente organizadas, empregado na construção de uma parte (subsistema ou elemento) de uma edificação”.

A industrialização pode ser definida como um processo de ações organizacionais que visam através da implementação de inovações tecnológicas e da produção em série, aumentar o controle da qualidade, da produtividade e do nível de produção e aprimorar desempenho da atividade construtiva [Ciribini apud Rosso (1980); Bruna (1976); Sabbatini (1989)]. A evolução da industrialização, segundo Bruna (1976), divide-se em três grandes fases: a primeira fase refere-se ao surgimento das primeiras máquinas capazes de reproduzir as ações artesanais; a segunda corresponde à introdução do princípio de linha de montagem (Henry Ford), aparecendo nesta época o conceito da indústria entendida como uma organização baseada na repetição ou na interação de atividades; a terceira tem início em 1950 e refere-se à Segunda Revolução Industrial. Nesta fase ocorre a automação dos processos industriais, ou seja, as máquinas passam a ser programadas para executarem determinadas funções. Neste período são concebidas as primeiras centrais automáticas para produção de concretos, as quais possibilitavam diversas combinações de aglomerante, agregados, água e aditivos.

A racionalização, por sua vez, pode ser definida como “um processo composto pelo conjunto de todas as ações que visam otimizar o uso de recursos materiais, humanos, organizacionais, energéticos, tecnológicos, temporais e financeiros disponíveis na construção em todas as suas fases” (Sabbatini, 1989).

Apesar da pré-fabricação ser uma das manifestações da industrialização, esta é utilizada equivocadamente como seu sinônimo, pelo fato do conceito de industrialização não contar um entendimento unânime, o que não ocorre com a pré-fabricação, pois é uma atividade bem definida e seu conceito é convergente (Sabbatini, 1989). A pré-fabricação, com base na construção civil, pode ser definida como um processo industrial, fora do canteiro de obras, de produção de elementos construtivos antes do seu posicionamento final na obra. [Ordonéz (1974), Revel (1973)]. Entretanto, visando diferenciar a pré-fabricação da pré-moldagem a norma brasileira da ABNT NBR 9062:2006 (Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado) propôs as seguintes definições: o elemento pré-moldado é aquele executado, com o controle da qualidade, fora do local de sua utilização definitiva na estrutura

enquanto o elemento pré-fabricado, é aquele executado industrialmente, mesmo em instalações temporárias em canteiros de obra, sob condições rigorosas de controle de qualidade.

A evolução histórica da pré-fabricação aconteceu em épocas e de maneiras diferentes. As primeiras construções com grandes elementos pré-fabricados de concreto surgem, inicialmente, na Europa e, posteriormente, são difundidas aos Estados Unidos, Canada e Brasil. Contudo, segundo Ordonéz (1974), a manifestação mais significativa da industrialização na construção ocorre na Europa no período pós 2º Guerra Mundial.

Segundo Salas (1988), o emprego da pré-fabricação na Europa pode ser dividida nas seguintes fases:

De 1950 a 1960 – Nesta época ocorre a introdução e a utilização extensiva de sistemas construtivos pré-fabricados induzidos pela falta de edificações habitacionais, escolares e industriais, ocasionada pelas devastações da guerra dos anos anteriores. Este período foi caracterizado pela utilização da pré-fabricação de ciclo fechado, ou seja, o fornecedor era responsável pela produção dos elementos e dos componentes construtivos. Este fato associou a este processo durante muitos anos o estigma de uniforme, monótono, rígido e inflexível arquitetonicamente. Além destas questões, foram observadas inúmeras patologias nas edificações executadas com este tipo solução. [Salas (1988); Serra, Ferreira, Pigozzo, (2005)].

De 1970 a 1980 – Neste período foram constatados acidentes com alguns edifícios construídos com grandes painéis pré-fabricados. Esses acidentes provocaram além da rejeição social a esse tipo de edifício, uma profunda revisão no conceito de utilização de processos construtivos baseados na utilização de grandes elementos pré-fabricados, marcando o início do declínio dos sistemas construtivos pré-fabricados (Salas, 1988).

Pós 1980 – Este período foi marcado, inicialmente, pela demolição de grandes conjuntos habitacionais, justificada dentro de um quadro crítico, especialmente de rejeição social e deterioração funcional. Em segundo lugar, pela consolidação de uma pré-fabricação de ciclo aberto, à base de componentes compatíveis, de origens diversas (Salas, 1988). Os sistemas pré-fabricados de ciclos abertos surgiram na Europa com a proposta de uma pré-fabricação de componentes padronizados, os quais poderiam ser associados aos produtos de outros fabricantes. Diante deste novo contexto, a modulação e a padronização se tornaram ferramentas essenciais a integração de toda a cadeia produtiva. (Serra, Ferreira, Pigozzo, 2005).

Em relação aos painéis de alvenaria de tijolos pré-fabricados, estes foram utilizados pela primeira vez na França, Suíça e Dinamarca durante a década de 1950. Este fato coincide, segundo Pasha (1977), com os primeiros esforços visando compreender o comportamento estrutural e as propriedades físicas da alvenaria de tijolos e de seus materiais constituintes, mecanizar e industrializar a construção civil e melhorar o processo construtivo convencional. Em meados de 1960 estes processos também são introduzidos na América do Norte (Canadá e Estados Unidos).

Na década de 1970, de acordo com Bissada (1972), apenas uma pequena quantidade das construções europeias até aquele momento foram realizadas empregando processos construtivos industrializados, sendo a França o país que mais se utilizou desses. Segundo este autor, a proporção anual das edificações que adotaram os sistemas industrializados em relação ao total de edificações executadas varia para cada país, indo de 20% na França a 5% na Suíça. Na Dinamarca e na Suécia de 7% a 8% e na Alemanha e na Inglaterra, entre 5% e 6%. Estes valores incluem edifícios industrializados de todos os tipos e não apenas os confeccionados com sistemas industrializados que utilizam a cerâmica estrutural como material principal. Nesta década, Segundo Bissada (1972), a tendência na Europa foi pela adoção de sistemas industrializados “abertos”, porém, foi limitado o número de edificações construídas a partir desses elementos até que a demanda de mercado promovesse uma maior aceitação desses.

Em 1976, já havia mais de 30 países dedicados a manufatura dos painéis em alvenaria de tijolos pré-fabricados. As pesquisas realizadas nesses países sobre as propriedades físicas e estruturais tanto do tijolo quanto da alvenaria de tijolo levou a concepção exata da alvenaria de tijolo com base em critérios racionais cálculo o que fez a pré-fabricação viável (Pasha, 1977).

Os fatores que influenciaram a introdução de painéis de alvenaria pré-fabricadas de tijolo na Europa, segundo Pasha (1977), são:

- a) A escassez de mão de obra qualificada;
- b) A necessidade de minimizar os processos executados dentro do canteiro de obra;
- c) A busca por eliminar pausas na construção ocasionadas pelas condições climáticas;
- d) A possibilidade da execução da alvenaria de tijolos sob condições controladas;
- e) A viabilidade da introdução de métodos de construção rápida;

f) A redução do consumo de material e do custo de construção, em comparação com os métodos convencionais; e,

g) A disponibilidade universal e econômica do tijolo quando comparado ao concreto e outros materiais.

Os primeiros métodos empregados na produção de painéis consistiram na tentativa de mecanizar o processo de assentamento de tijolos através do uso de mão de obra semiqualeificada. Mais tarde, observou-se tanto a retenção de mão de obra qualificada por meio da utilização das práticas de alvenaria convencionais e de vários artifícios para aumentar a produtividade do trabalho quanto a ênfase à mecanização total de todo o sistema de produção por alguns sistemas (Pasha, 1977).

Há diversos processos de pré-fabricação de painéis de alvenaria compostos por unidades cerâmicas sólidas ou perfuradas, cujas unidades são unidas por argamassa de cimento ou por resinas epóxi ou por adesivo similar. Os painéis resultantes da aplicação desses processos podem ser não reforçados, reforçados ou pré-tensionados.

Os processos de pré-fabricação de painéis de alvenaria de tijolos, de acordo com Pasha (1977), podem ser genericamente classificados em:

Processo de pré-fabricação manual: normalmente utilizado próximo ao local da obra. Esse processo envolve o assentamento de tijolos, por meio de técnicas convencionais, para formar os painéis que quando finalizados, podem ser transportados para o local da obra. A velocidade de produção é dependente da disponibilidade da mão de obra. No entanto, este método não requer um grande investimento de capital inicial para aquisição de ferramentas e máquinas e proporciona uma maior flexibilidade na configuração e tamanho dos painéis.

Processo de pré-fabricação mecanizado: esse consiste no emprego do método horizontal ou vertical de pré-fabricação. É um processo rápido que requer menos mão de obra qualificada e não qualificada e, dependendo do número de repetições dos painéis, pode também ser econômico. Entretanto, esse processo apresenta limitação no tamanho e no design dos painéis e requer um investimento inicial grande para aquisição de instalações, equipamentos e máquinas.

Na década de 1970, de acordo com Bissada (1972) e Pasha (1977), os processos construtivos que adotaram com sucesso a pré-fabricação mecanizada de painéis de alvenaria de tijolos são:

O sistema B.M.B.(Holanda);

O sistema Costamagna (França);

O sistema Fiorio (França);

O sistema Montage-Tegl (Dinamarca);

O sistema Kornerup (Dinamarca);

- O sistema Teglement (Dinamarca);
- O sistema Tecab (Suécia);
- O sistema Montage-bau (Alemanha);
- O sistema Preton (Suiça); e
- O sistema C. M. Masonry Process (Estados Unidos).

No Brasil, assim como nos Estados Unidos e Canada, não houve a necessidade de construção de edificações em grande escala como ocorreu na Europa após a 2ª Guerra Mundial. Entretanto, no final da década de 1950, surgem as primeiras preocupações referentes à racionalização e Industrialização de processos construtivos, visando suprir um grande mercado de massa não atendido [Oliveira (2002); Pereira (2005)]. Nesta época, são executados diversos galpões industriais pré-moldados na Cidade de São Paulo pela Construtora Mauá, cujas peças eram confeccionadas deitadas umas sobre as outras, numa sequência vertical, dentro do próprio canteiro de obra (Vasconcelos, 2002). A adoção deste procedimento proporcionou uma grande produtividade à execução das peças, possibilitando uma redução do tempo e do espaço necessário para produção da edificação.

Contudo, de 1955 a 1964 ocorre uma fase de obstrução da acumulação de capital devido à falta de uma estrutura financeira para produção, resultando na estagnação do setor da construção e na ampliação do déficit habitacional. Este fato fez com que o período de 1964 a 1968 se caracterizasse por ajustes estabelecidos pela nova estrutura de desenvolvimento e pela intervenção do governo na economia, com a criação em 1966 do Banco Nacional da Habitação (BNH), que propiciou a retomada do crescimento a partir de 1968 (Pereira, 2005). Nesta época, segundo Vasconcelos (2002), ocorre à primeira tentativa da utilização da pré-fabricação na execução de edifícios com vários pavimentos, o Conjunto Residencial da Universidade de São Paulo – CRUSP da cidade universitária Armando Salles de Oliveira, em São Paulo. O conjunto construído em 1964 era composto por doze edifícios de 12 pavimentos. A empresa responsável executou um trabalho perfeito, mas tiveram que resolver inúmeros problemas decorrentes da falta de treinamento da mão-de-obra. Apesar disso, no início de sua atuação, o BNH preferiu adotar uma política de desestímulo à pré-fabricação no setor da habitação, tentando privilegiar a geração de empregos.

De 1968 a 1973 o país experimentou um rápido, porém, notável desenvolvimento econômico, refletindo-se em níveis altos de atividades da Indústria da Construção Civil (ICC). Neste período, de acordo com Baer (1996), com a necessidade de suprir o déficit habitacional brasileiro, observou-se o surgimento de novos sistemas construtivos, como

alternativa aos produtos e processos tradicionais até então utilizados, visando, principalmente, à racionalização da construção. Este fato determinou na segunda metade dos anos 70, a reorientação da atuação do BNH para o atendimento das camadas de menor poder aquisitivo, passando a estimular, ainda que timidamente, a introdução de novas tecnologias. Segundo Oliveira (2002), na busca por alternativas tecnológicas para a construção habitacional, o BNH e seus agentes patrocinaram a pesquisa e o desenvolvimento de processos construtivos a base de componentes pré-fabricados, organizando, inclusive, a instalação de canteiros experimentais, como o Narandiba, na Bahia, em 1978; o Carapicuíba VII, em São Paulo, em 1980; e o Jardim São Paulo, em São Paulo, em 1981. Contudo, estes edifícios apresentaram muitos problemas patológicos e de ordem funcional, crescendo, em muito o custo da sua manutenção. Estes fatos determinaram a demolição de alguns destes.

Com a crise do Sistema Financeiro da Habitação, nos anos 80, esgotou-se o ciclo de expansão das atividades do subsetor de edificações habitacionais iniciado em 1964, colocando em cheque o modelo de política habitacional. Nesta década, as construtoras, para garantir a sua sobrevivência num mercado em retração e altamente competitivo, tiveram de adotar estratégias que atendessem as condições ambientais. Estas estratégias dividem-se em quatro tendências: incorporação de novos sistemas construtivos à atividade produtividade; transferência de frações da execução da obra para um canteiro central; intensificação da prática de subcontratação; e, ênfase na gestão do processo de produção, buscando maior eficiência, produtividade e redução de custos (Farah, 1992).

2.3.2. Vantagens e desvantagens da utilização de painéis cerâmicos pré-moldagem

O sucesso da adoção dos procedimentos de pré-fabricação e pré-moldagem em processos construtivos em alvenaria depende da qualidade das unidades cerâmicas, da maior atenção à etapa de projeto e do alto controle de qualidade da execução dos elementos e da edificação, somente assim se obterá uma redução significativa de tempo e de custos.

Como o processo construtivo em alvenaria estrutural encontra-se subdividido em quatro métodos construtivos distintos, a introdução dos conceitos de pré-fabricação e pré-moldagem podem ocorrer de modo independente em cada um deles. O processo construtivo em alvenaria se subdivide da seguinte forma:

- Alvenaria armada: reforçada, devido às exigências estruturais, com armaduras passivas de fios, barras ou telas de aço inseridas nos

vazados das unidades cerâmica, preenchidos com graute, e nas juntas horizontais;

- Alvenaria parcialmente armada: o reforço ocorre apenas em alguns elementos construtivos, sendo utilizadas, como na alvenaria armada, armaduras passivas de fios, barras ou telas de aço inseridas nos vazados das unidades cerâmica, preenchidos com graute, e nas juntas horizontais. Essa definição é utilizada apenas no Brasil;

- Alvenaria não armada: os reforços de aço ocorrem apenas por necessidades construtivas, sendo utilizados nas amarrações de parede e laterais de aberturas em geral. Contudo, são utilizados também barras de aço nas vergas, contravergas e canaletas de cintamento; e,

- Alvenaria protendida: reforçada por uma armadura ativa (pré-tensionada) que submete a alvenaria a esforços de compressão.

Os métodos resultantes do emprego dos procedimentos de pré-fabricação ou de pré-moldagem em processos construtivos em alvenaria se classificam em: alvenaria convencional produzida fora do canteiro, alvenaria protendida, alvenaria simplesmente armada, sistemas automatizados de construção em alvenaria, processo de painéis de fachada em alvenarias e sanduiche para vedação interna de ossaturas em concreto armado.

Atualmente, nos caso em que o fator tempo foi o requisito determinante, foram propostos e realizados painéis cerâmicos pré-moldados fora do canteiro de obra, por possibilitarem a redução dos custos e a manutenção do cronograma físico. Em relação aos painéis pré-fabricados armados e protendidos, as vantagens residem na possibilidade da transferência das cargas da construção diretamente para eles, minimizando os custos, o tempo de construção e o número de trabalhadores no canteiro de obra (Guimarães César e Roman, 2006). Os benefícios potenciais dos processos de pré-fabricação e pré-moldagem em alvenaria, com base em Guimarães César et al. (2004), são:

- a) A redução de custos na produção da edificação, tanto para painéis estruturais quanto para painéis de vedação para ossaturas de concreto;

- b) O aumento do controle da qualidade e velocidade na produção do elementos e da edificação;

- c) A diminuição do desperdício, proporcionado pela replicação e pela transparência do processo; e,

- d) A possibilidade da padronização do sistema de fixação e da produção de painéis com todos os acabamentos.

Contudo, Reis (2004) aponta algumas desvantagens relativas à utilização dos painéis estruturais cerâmicos pré-fabricados ou pré-moldados, que são apresentadas a seguir:

a) Em alguns casos a alvenaria estrutural pode se tornar menos econômica do que as estruturas de concreto, especialmente quando os vãos são maiores do que 06 metros;

b) A possibilidade limitada de remoção de paredes, havendo a necessidade de definir, já no projeto, quais podem ser removidas;

c) Aumento do custo para projetos mais arrojados, com detalhes específicos e grandes vãos; e,

d) Pequeno número de profissionais habilitados no uso desse processo construtivo.

Apesar disso, segundo Silva (2003), a resistência na adoção da alvenaria estrutural por profissionais e construtores reside, na maioria das vezes, no desconhecimento das técnicas construtivas próprias do sistema e no receio de abandonar as técnicas relativas ao concreto armado, por serem amplamente difundidas e universalmente aceitas.

2.3.3. Tipos de painéis pré-fabricados em alvenaria quanto ao caráter estrutural

Dependendo de suas funções dentro da edificação, os painéis cerâmicos pré-fabricados podem ser estruturais ou de vedação. Os painéis estruturais têm por função suportar as cargas verticais dos pavimentos e da estrutura superiores. Entretanto, estes também podem contribuir para a estabilidade horizontal da edificação, servindo como paredes de contraventamento. Os painéis de vedação, por sua vez, desempenham somente a função de fechamento. Os painéis podem ser fixados individualmente a estrutura ou os mesmos serem estruturais. No primeiro caso, os pilares e as vigas da extremidade suportam os painéis. No segundo caso, os painéis de fachada se apoiam uns sobre os outros, formando uma parede cortina, que geralmente é posicionada sobre uma viga baldrame externa ao eixo da estrutura. As ligações, neste caso, possuem a função apenas de travar horizontalmente a parede da fachada.

2.3.4. Ligações entre painéis pré-moldados

Com base em Uehara e Ferreira (2005), as ligações entre painéis pré-fabricados e pré-moldados devem, em relação ao seu comportamento, atender a critérios referentes à resistência mecânica, adequação estrutural, ductilidade, acomodação por deformações volumétricas, durabilidade,

resistência ao fogo, facilidade de produção e montagem e materiais. Estes critérios se encontram explanados a seguir:

- Resistência mecânica: as ligações devem possuir resistência para transmitir com segurança às forças as quais estão sujeitas;
- Adequação estrutural: as ligações devem ser capazes de acomodar deformações a fim de manter a estabilidade dos painéis;
- Ductilidade: as ligações devem ser confeccionadas com materiais capazes de sofrer deformações sem que ocorra a ruptura;
- Durabilidade: as ligações devem ser capazes de resistir aos ataques ambientais aos quais estão sujeitas;
- Resistência ao fogo: as ligações devem ser capazes de resistir a altas temperaturas. Uma estratégia recomendada para ampliar o desempenho destas ligações na presença de altas temperaturas consiste em embutir as peças no concreto ou argamassa;
- Facilidade de produção e montagem: as ligações devem ser simples, com desempenho adequado e facilidade de produção, para viabilizar a repetitividade e a máxima economia;
- Materiais: no caso dos painéis cerâmicos pré-fabricados, as ligações podem ser executadas com material metálico e/ou argamassa e/ou concreto.

2.3.4.1. Tipos de ligações quanto à consolidação da ligação

Os tipos de ligações quanto à consolidação da ligação podem ser:

- Ligações por sobreposição de armadura de espera.

O mecanismo neste tipo de ligação é totalmente baseado no princípio de transferência de forças pelo traspasse de armaduras e pelo efeito de pino. Os elementos a serem conectados possuem barras de armadura deixadas para fora como espera, as quais têm detalhes específicos como dobras ou ganchos para promover a sobreposição entre as armaduras na região da ligação que posteriormente será preenchida com concreto ou graute. Exemplos deste tipo de ligação podem ser observados na Figura 4.

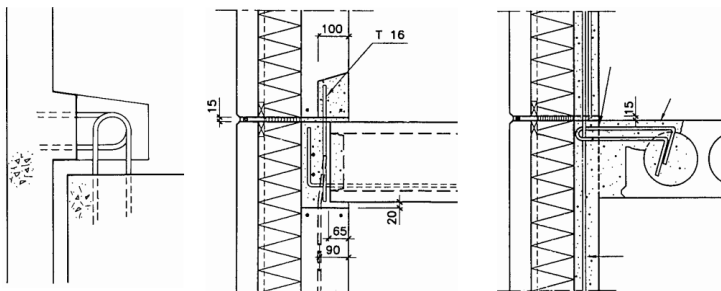


Figura 4 – Exemplos de ligações com armaduras de sobreposição, com concreto de preenchimento no local. Fonte: Unicamp (S.D.).

Este tipo de ligação é usualmente empregado em painéis estruturais e apresentam como vantagens: grandes tolerâncias, custo reduzido, resistência à corrosão (durabilidade) e resistência ao fogo; Entretanto, a grande desvantagem deste tipo de ligação, segundo ABCP-ABCIC (2003), consiste em não fornecem estabilidade imediata para o sistema estrutural, sendo necessária a utilização de escoras temporárias ou outros fixadores durante a construção.

- Ligações soldadas.

A ligação soldada é eficiente e pode facilmente ser ajustada para condições variadas no campo. Contudo, o seu desempenho quanto à resistência e mesmo a confiabilidade estrutural depende da qualidade da mão de obra. De acordo com o PCI (2001), as soldas executadas em insertos adjacentes ao concreto induzem expansões térmicas e deformações no aço, que dependendo da intensidade podem resultar no rompimento da ligação. Para minimizar este efeito podem ser utilizadas soldas de baixa temperatura, intermitentes ou pequenas soldas parceladas. Exemplos deste tipo de ligação podem são ilustradas na Figura 5.

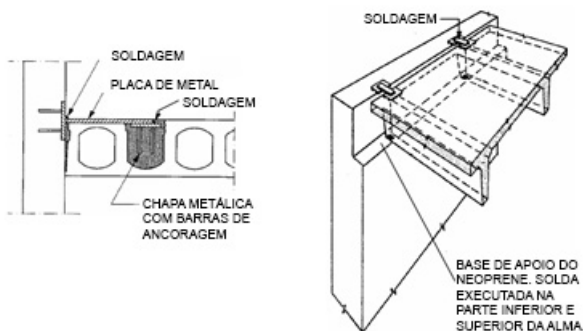


Figura 5 – Exemplos de ligações soldadas. Fonte: Unicamp (S.D.).

- Ligações parafusadas.

As ligações parafusadas são geralmente utilizadas em painéis não estruturais e consistem em fixadores inseridos no concreto como parafusos, trilhos para conectores, barras rosqueadas, etc. Estas podem ser desmontadas e promovem uma fixação imediata. Entretanto, com base ABCP-ABCIC (2003), mostra-se necessária a previsão de tolerâncias em todas as direções para possíveis ajustes. De acordo com Oliveira (2002), o sistema de ligações parafusadas se subdivide em pré-ancorados, cujos dispositivos metálicos são posicionados antes da concretagem do painel, e em pós-ancorados, nos quais os dispositivos são instalados após a peça ser concretada. Na Figura 6 são demonstrados exemplos de ligações parafusadas.

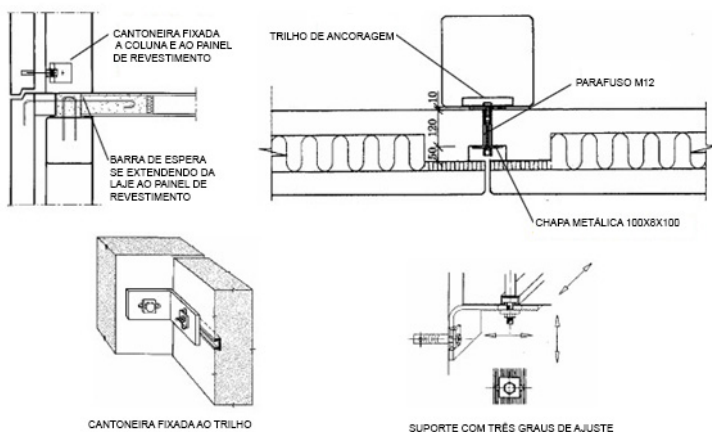


Figura 6 – Exemplos de ligações parafusadas. Fonte: Unicamp (S.D.).

2.3.5. Comportamento das ligações entre painéis pré-moldados

Numa estrutura pré-fabricada ou pré-moldada, as ligações assumem grande importância na execução e no comportamento da estrutural final, principalmente, nas constituídas por painéis de parede. Neste caso, as ligações possíveis são parede-parede (ligação vertical) e parede-laje (ligação horizontal). As ligações entre elementos verticais (ligação vertical) são responsáveis pela dissipação da energia da estrutura quando solicitada por ações horizontais, ocasionadas por ventos ou eventos acidentais (Lúcio e Marreiros, 2008).

Schultz (1994), visando compreender o comportamento de ligações entre elementos verticais (ligação vertical), soldadas e

aparafusadas, na presença de sismos, realizou ensaios experimentais com três variações distintas para cada tipo de ligação. O autor concluiu que as ligações soldadas por serem muito rígidas condicionaram os painéis a trabalharem como um elemento único enquanto que as ligações aparafusadas tornaram possível a dissipação da energia.

As ligações laje-parede e laje-laje não contribuem diretamente para a dissipação da energia, porém estas têm por função garantir o bom desempenho da estrutura. A primeira atua na transmissão das forças ocasionadas por ações horizontais aos elementos verticais e a segunda auxilia no comportamento da laje como diafragma.

Apesar da contribuição das ligações na estabilidade estrutural de edificações executadas com elementos pré-moldados, da existência de diversas pesquisas referentes ao comportamento de painéis pré-fabricados em concreto e de estruturas em alvenaria estrutural, constata-se uma lacuna conhecimento em relação ao desempenho do conjunto ligações-painéis estruturais cerâmicos pré-moldados. Com base neste contexto e nas pesquisas desenvolvidas pelo Grupo de Desenvolvimento de Sistemas em Alvenaria da Universidade Federal de Santa Catarina, visa-se nesta pesquisa analisar um modelo de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados sob a presença de tensões de cisalhamento vertical.

2.3.6. Processos pré-fabricados em alvenaria

A seguir apresentam-se algumas experiências internacionais e nacionais, que obtiveram sucesso, na área de pré-fabricação de painéis cerâmicos com intuito de justificar a pesquisa em desenvolvimento.

Em relação às experiências internacionais, destaca-se:

- Espanha: desde a década de 70 têm se observado a realização de pesquisas dedicadas ao desenvolvimento de painéis pré-fabricados protendidos (Figura 7), visando substituir a montagem separada das peças (primeiro as vigotas, depois lajotas). Um dos processos propostos consiste na ligação e solidarização de todas as peças, com exceção da camada de compressão. Além das nervuras longitudinais de concreto armado, fundem-se a peça também as nervuras transversais de concreto, que conferem rigidez transversal à placa (Sarrablo, 2001);



Figura 7 – Placa cerâmica pré-tensionada. Fonte: Sarrablo (2001).

Outro processo destacado por Sarrablo (2007), é o “tecido estrutural cerâmico” (Figura 8), que consiste na ligação de faixas paralelas semi-pré-fabricadas flexíveis de unidades cerâmicas combinadas com as armaduras que graças a sua flexibilidade inicial se dispõe arqueadas em obra, adaptando-se a qualquer curvatura da fôrma. As armaduras atuam também como colaboradores estruturais do conjunto. Este processo construtivo consiste em duas fases distintas: a fase semi-pré-fabricada flexível, correspondente a um tecido cerâmico que em seco se curva voluntariamente e, a fase rígida, in situ, referente à promoção da continuidade material e estrutural por meio das juntas armadas e da camada superior em concreto. Em outras palavras, o elemento semi-pré-fabricado Flex-brick é um tecido ou um trançado de barras de aço que confinam uma retícula de ladrilhos dispostos em paralelo, os quais possuem ranhuras laterais para a passagem e ligação do trançado;



Figura 8 – Tecido estrutural cerâmico. Fonte: Sarrablo (2007).

- Alemanha: A Empresa Alemã ARCAve tem concentrado suas pesquisas no desenvolvimento de abóbodas cerâmicas mediante a ligação de placas pré-fabricadas para a execução de porões (Figura 9). Este processo pode ser visto, de modo simplificado, como uma variante curvada das placas cerâmicas protendidas comentadas anteriormente. As lajotas munidas de aletas inferiores possibilitam a formação de nervuras bidimensionais de concreto. Os painéis produzidos podem possuir várias dimensões, sem variar significativamente o sistema de produção, configurando-se em um sistema de fabricação com ajustes modulares, que possibilita uma flexibilidade formal e compositiva. Os vãos obtidos vão de 1,80 m a 9,00 m, com raios de curvatura de 0,90 m a 4,50 m (ARCAve Die Absolute Weinlage, S.D.);



Figura 9 – Abóbodas pré-fabricadas ARCAve. Fonte: ARCAve Die Absolute Weinlage (S.D.).

Outro processo recentemente desenvolvido na Alemanha é o Redbloc Ziegel Fertigteil (Figura 10): Este processo, de acordo com Redbloc Systems (S.D.), consiste basicamente em painéis estruturais compostos por unidades cerâmicas estruturais, especialmente desenvolvidas para este processo, unidas por um produto adesivo concebido pela própria empresa. Este processo construtivo foi desenvolvido para ser utilizado na execução de edificações térreas. Dentre as características relevantes dos painéis destaca-se a ausência de armaduras, de bordas de reforço e de ligações com a fundação, sendo os painéis posicionados sobre uma camada de argamassa depositada sobre o “radier”.

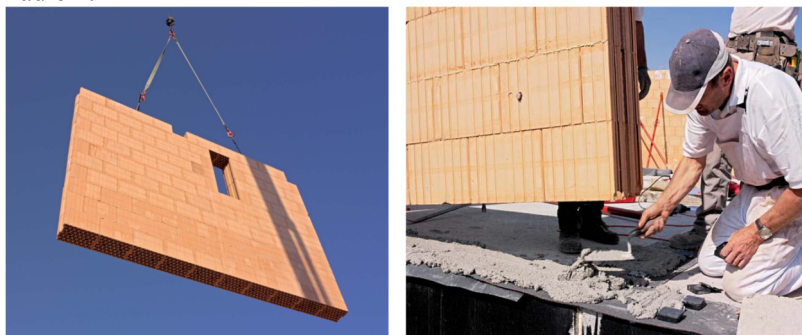


Figura 10 – Sistema construtivo Redbloc. Fonte: Redbloc Systems (S.D.).

- Estados Unidos: a empresa Vet-O-Vitz vem se dedicando há 30 anos ao desenvolvimento e aprimoramento de painéis pré-fabricados em alvenaria de unidades cerâmicas (Figura 11). Os painéis desenvolvidos por esta empresa são assentados de maneira convencional e destinados a desempenhar a função apenas de vedação. A sua fixação a estrutura ocorre por meio uma moldura metálica (Brick Org, S.D.);



Figura 11 – Paineis e processo de fabricação. Fonte: Technical Notes 40 (2001).

- Holanda: à empresa Sterk Bouw Elementen Ltda., visando à construção de habitações de interesse social vem produzindo painéis do tipo “sandwich” com aberturas e acabamentos incorporados (Figura 12), cujo objetivo consiste em transferir todas as ações construtivas para dentro do ambiente fabril (Parizotto Filho, 2004);

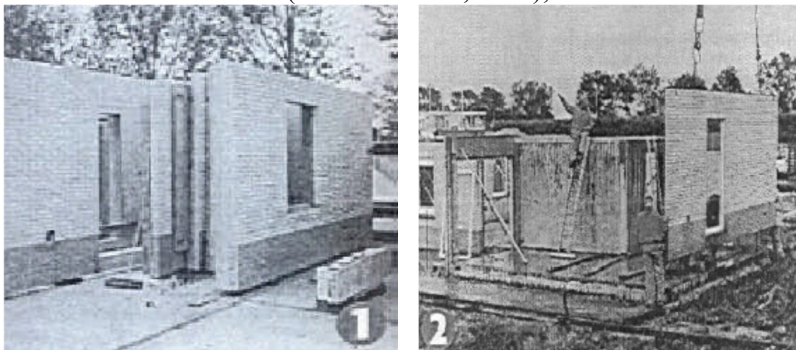


Figura 12 - Painéis “Sandwich” na fábrica e locação na obra. Fonte: Parizotto Filho (2004).

Em relação às experiências nacionais, destaca-se:

- Método de pré-fabricação desenvolvido por Joan Villà (Figura 13), para painéis de parede, piso e cobertura: Este processo consiste na disposição de duas fileiras de elementos cerâmicos com junta a prumo, solidarizados por uma nervura central de concreto armado. As unidades cerâmicas são posicionadas com os furos no sentido longitudinal do painel, visando à obtenção da melhor resistência à compressão dos painéis de parede. O baixo peso do painel, cerca de 80 kg, permite a montagem manual por mão de obra não especializada (Sayegh, 2004);



Figura 13 – Detalhe do processo construtivo. Fonte: Sayegh (2004).

- Processo construtivo Dominó (Figura 14): Segundo Barth et al. (2006), neste processo os painéis em alvenaria de unidades cerâmicas furadas com armadura de reforço e revestidos em argamassa podem ou não conter instalações elétricas, hidráulicas e esquadrias. O painel recebe armaduras de reforço estrutural em aço CA 50 com 6,3mm de diâmetro, fixadas em pontos previstos para facilitar a sua sustentação e manuseio. As ligações entre painéis são realizadas por meio de solda em insertes metálicos do tipo “cantoneira”;



Figura 14 - Vedações formadas por painéis pré-fabricados com alvenaria cerâmica. Fonte: Barth et al. (2006).

- Processo construtivo IPT, denominado comercialmente de “Jet Casa” (Figura 15): Com base em IPT (Referência Técnica 21A), este processo consiste na pré-fabricação de painéis de paredes e cobertura, com funções múltiplas de estruturação, compostos por unidades cerâmicas vazadas, concreto armado e argamassa, os quais são utilizados para a execução de habitações de interesse social. A ligação mecânica entre painéis é realizada por meio de soldas de barras e chapas de aço, especialmente posicionadas para esta finalidade, protegidas por argamassa e selante. A proteção final das juntas tanto externamente quanto internamente em ambientes molháveis, é realizada por meio de selantes flexíveis, de forma a evitar a infiltração de água; e,



Figura 15 - Painel com nervuras e bordas de concreto armado com juntas verticais preenchidas com argamassa. Fonte: IPT, Referência Técnica 21A.

- Processo construtivo GDA/LABSISCO/UFSC (Figura 16): Este processo, segundo Guimarães César et al. (2004), consiste na pré-fabricação de painéis estruturais de parede e de cobertura, constituídos por unidades cerâmicas vazadas, concreto armado, argamassa colante, argamassa de revestimento e elementos de fixação. Estes foram concebidos para atenderem as funções estruturais e de vedação. A ligação entre os painéis foi realizada através de chapas metálicas galvanizadas perfuradas com largura em torno de 100 mm posicionadas na borda superior dos mesmos e parafusos, juntamente com a argamassa de regularização, proporcionando além da ligação o travamento entre os componentes.

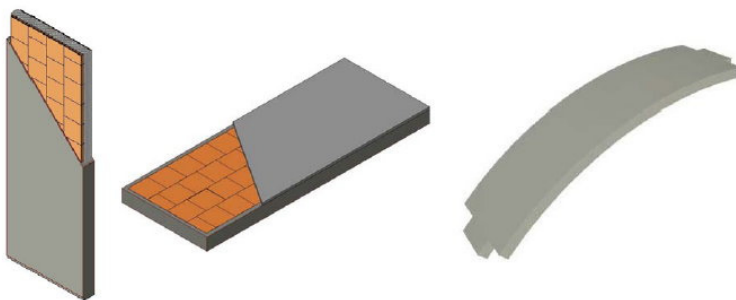


Figura 16 - Painéis de parede e de cobertura plano e curvo. Fonte: Guimarães César et al. (2004).

A classificação dos processos construtivos em relação ao tipo de ligação utilizada encontra-se apresentada na Tabela 1. Os dados apresentados nesta tabela demonstram que a maioria dos processos estruturais apresentados adotou o uso de ligações rígidas (soldas e juntas armadas e grauteadas), devido à confiabilidade inerente a este tipo de ligação.

Tabela 1 – Classificação dos processos construtivos apresentados com base no tipo de ligação utilizada.

Tipos de ligação entre painéis	Processos construtivos	País de origem
Ligação por meio de juntas armadas e grauteadas	Placa cerâmica pré-tensionada	Espanha
	Abóbadas pré-fabricadas ARCAve	Alemanha
	Processo construtivo de Joan Villá	Brasil
Ligação por meio de armaduras posicionadas sobre o tecido e concreto	Tecido estrutural cerâmico	Espanha
Ligação por meio de adesivos	Sistema construtivo Redbloc	Alemanha
	Painéis “Sandwich” - Sterk Bouw Elementen Ltda	Holanda
Junta seca – Ligação por meio de selante	Sistema Vet- O-Vitz	Estados Unidos
Ligação por meio de Insertos metálico tipo cantoneira soldado	Processo construtivo Dominó	Brasil
Ligação por meio de barras de aço soldadas	Processo construtivo IPT – “Jet Casa”	Brasil
Ligação por meio de Chapa metálica galvanizada e perfurada e parafusos	Processo construtivo GDA/UFSC	Brasil

Fonte: Autor.

2.3.7. Considerações finais

A revisão bibliográfica realizada visou esclarecer o objeto de estudo desta pesquisa através da apresentação de conceitos e aspectos relevantes ao desenvolvimento de processos construtivos pré-moldados. De acordo com esta, o painel cerâmico pré-fabricado pode ser considerado um processo construtivo parcialmente industrializado, pois apesar de poder ser confeccionado dentro de um ambiente fabril, outros procedimentos envolvidos na produção da edificação ainda tendem a ocorrer de forma convencional (fundações, ligações, etc.).

A viabilidade da adoção dos conceitos de pré-fabricação e industrialização em processos construtivos em alvenaria cerâmica tem sido amplamente analisada por diversas instituições públicas e privadas. Destes estudos resultaram as experiências bem sucedidas que servem de referência e justificativa para o desenvolvimento desta pesquisa.

2.4. PROCEDIMENTOS ABORDADOS NA ANÁLISE DO DESEMPENHO DO CONJUNTO ARGAMASSA-UNIDADE CERÂMICA

Neste subtema são apresentados os conceitos de desempenho e os procedimentos de ensaio utilizados no desenvolvimento desta pesquisa. Estes procedimentos serão empregados na análise à compressão e a flexão de prismas compostos por unidades cerâmicas estruturais, unidos por uma junta fina de argamassa com elevada resistência mecânica (sendo adotado o mesmo traço do graute usado na confecção da ligação).

2.4.1. Conceito de desempenho

Na segunda metade dos anos setenta houve uma procura pelo aumento nos níveis de produção, motivado pelo crescente déficit habitacional e por políticas públicas. Diante deste novo contexto, sistemas e processos construtivos inovadores foram introduzidos visando à construção de um grande número de habitações no menor tempo e custo possíveis em detrimento de quaisquer outras características, como conforto e durabilidade (Franco, 1992).

Com a crise do Sistema Financeiro da Habitação (SFH), no início dos anos 80, o subsetor de edificações teve de rever suas prioridades. A eficiência na utilização dos recursos e a qualidade da habitação tenderam a assumir maior importância para as empresas, motivadas por um mercado em retração. O cliente passou a ser ao mesmo tempo, contratante, usuário e financiador, tendo esta relação por característica a exigências relativas a prazos, qualidade e controle de custos. No entanto, com o surgimento de novos riscos inerentes a desistência por parte dos compradores, antes da entrega do imóvel, os construtores se viram obrigados a reduzir ainda mais os custos para manterem a sua rentabilidade. Entretanto, esta redução não se limitou apenas a adoção da racionalização construtiva, constatando-se, no meio dos anos 80, a absorção predatória de mão-de-obra e o comprometimento da qualidade da habitação. Esta postura mostrou-se, ao longo do tempo, geradora de sérios problemas para as empresas, sendo registrado um volume considerável de reclamações em que o problema apontado decorreu de “vícios de construção”, repercutindo de forma negativa, não apenas em termos de imagem, mas também na forma de custos adicionais (Farah, 1992).

Na busca por avaliar a qualidade destas habitações, Rosso realiza os primeiros estudos sobre o conceito de desempenho no fim da década

de 70. No entanto a aplicação prática deste conceito só veio a ocorrer na década de 80 após o desenvolvimento de normas e diretrizes para avaliação de soluções inovadoras destinadas a habitações térreas unifamiliares pelo Instituto de Pesquisa Tecnológica de São Paulo (IPT).

O conceito de desempenho de edificações surgiu na década de 30 com a expressão inglesa “*performance requirements*”. Mas, somente em 1975, o conceito de desempenho foi definido pelo CIB (“*Conseil International du Bâtiment*”) como sendo “o comportamento de um produto em utilização”. A palavra “desempenho” foi escolhida para caracterizar o fato de que um produto deve apresentar certas propriedades que o capacitem para cumprir sua função quando sujeita a certas ações [Souza (1983); Franco (1992)].

No Brasil a ABNT elaborou recentemente uma norma visando estabelecer os requisitos mínimos de desempenho que uma edificação de interesse social de até cinco pavimentos deverá atender, sendo esta denominada de ABNT NBR 15575:2010. Estes requisitos são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Requisitos do usuário segundo a norma ABNT NBR 15575:2010.

Requisitos do usuário Norma ABNT NBR 15575:2010
1) Segurança estrutural;
2) Segurança contra incêndio;
3) Segurança ao uso e operação;
4) Estanqueidade;
5) Desempenho térmico;
6) Desempenho acústico;
7) Desempenho lumínico;
8) Saúde, higiene e qualidade do ar;
9) Durabilidade e manutenibilidade;
10) Conforto tátil-visual e antropodinâmico;
11) Exigências do usuário;
12) Adequação ambiental;
13) Funcionalidade e acessibilidade.

Fonte: NBR 15575:2010.

Os produtos que compõem os edifícios estão sujeitos a uma grande variedade de ações, no sentido amplo do termo, ações estas devidas aos fenômenos de origem natural, à utilização do edifício e mesmo

decorrentes de sua própria concepção. Dessa forma, torna-se necessário o conhecimento do desempenho de uma edificação e, conseqüentemente, de seus componentes e elementos, pois o seu desempenho resulta do equilíbrio dinâmico estabelecido entre estes e o seu meio ao longo de sua vida útil. Uma estimativa do comportamento de uma edificação pode ser realizada por meio de modelos matemáticos e físicos e de ensaios e medida em protótipos, sendo possível estimar através dos resultados o seu provável desempenho quando em condição normal de utilização. [Souza (1983), Souza e Mitidieri Filho (1988)].

As principais características funcionais associadas aos requisitos de desempenho que as vedações verticais devem apresentar, segundo Franco (1988), são expostas na Tabela 3.

Tabela 3 – Requisitos de desempenho e características funcionais das vedações verticais (Franco, 1998).

Requisitos de desempenho	Características funcionais
Segurança estrutural	Resistência mecânica
Isolação térmica	Propriedades térmicas
Isolação acústica	Resistência à transmissão sonora
Estanqueidade	Resistência à penetração de água
Segurança ao fogo	Resistência ao fogo
Estabilidade	Estabilidade dimensional
Durabilidade	Resistência a agentes agressivos
Estética	Deformabilidade
Economia	Custos adequados de produção e manutenção

Fonte: Franco (1998).

A análise do desempenho estrutural de edificações, de seus componentes e elementos, deve ocorrer do ponto de vista dos estados limites últimos e de utilização, considerando-se a resistência mecânica, a estabilidade, as deformações e a formação de fissuras. Esta análise deve ser conduzida via cálculos analíticos, a partir de um modelo matemático e das propriedades dos materiais e componentes.

De modo geral, pode-se dizer que a avaliação do desempenho estrutural consiste na verificação do comportamento da edificação, elementos e componentes na presença de esforços mecânicos. O desempenho da alvenaria, elementos e componentes, segundo Hendry (1984) pode ser avaliado com base nos ensaios referentes à resistência a compressão, à flexão e ao cisalhamento.

2.4.2. Esforços solicitantes da alvenaria

As principais forças que as paredes devem resistir encontram-se apresentadas na Figura 16 a seguir:

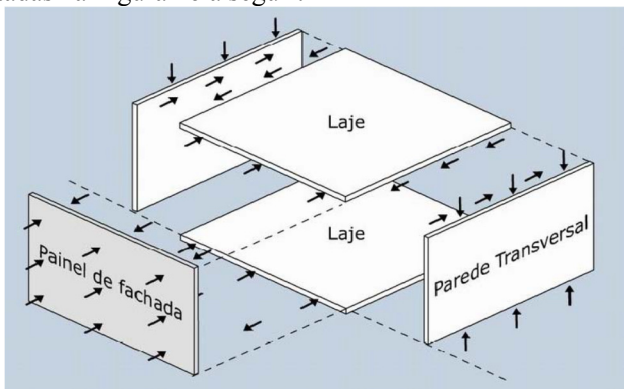


Figura 17 - Ação de forças sobre um prédio. Fonte: Guimarães César (2007).

Devido ao peso próprio da estrutura e as forças do diafragma (laje) sustentadas pelos elementos verticais (parede), estes elementos estão predominantemente submetidos a forças de compressão. Entretanto, há outras forças atuantes na edificação, como, por exemplo, as provenientes das ações resultantes do vento. A distribuição das forças laterais do diafragma para os elementos verticais resistentes é função da rigidez relativa do diafragma e da própria rigidez da parede de contraventamento. O diafragma rígido, por sua vez distribui as forças horizontais para os elementos da parede de contraventamento na proporção direta de sua rigidez relativa. Sob a ação de um carregamento simétrico, um diafragma rígido proporcionará a todos os elementos verticais da parede a mesma deflexão, ou seja, cada elemento resistirá à parcela da força compatível com a sua proporção da rigidez em relação à rigidez total da parede no mesmo nível e na mesma direção.

A seguir são abordados os procedimentos de ensaios utilizados durante o desenvolvimento desta pesquisa, os quais visam mensurar o desempenho de elementos construtivos em alvenaria na presença de forças de compressão e flexão.

2.4.3. Resistência à compressão

A propriedade que melhor define o desempenho da alvenaria estrutural é a sua resistência à compressão. Entretanto, atuando em

conjunto com esta se encontram a resistência à tração e a resistência de aderência unidade-argamassa, propriedades estas que determinam a forma de ruptura das paredes quando solicitadas tanto a compressão quanto a flexão (Franco, 1998).

2.4.3.1. Ensaio de unidades de alvenaria

Segundo Roman (1991), os ensaios de resistência à compressão de unidades de alvenaria são utilizados normalmente para o controle de qualidade de produção e para se determinar a resistência média do material empregado tanto em projeto estrutural quanto em pesquisas científicas. Muitos pesquisadores tentaram estabelecer uma relação entre a resistência à compressão das unidades e a resistência à compressão das paredes, porém, esta relação não é linear e varia com a resistência da unidade e da argamassa, com a espessura da junta, etc.

A normalização dos ensaios que definem a resistência dos materiais varia para cada país. No Brasil, recentemente a ABNT desenvolveu a norma ABNT NBR 15270:2005 visando regulamentar a execução de ensaios de caracterização das unidades cerâmicas. Para a alvenaria estrutural a resistência mínima à compressão recomendada para a unidade cerâmica é de 4 MPa.

A ABCI (1990) classifica as unidades cerâmicas em três tipos de acordo com a sua área líquida, conforme demonstrado na Tabela 4.

Tabela 4 - Classificação das unidades em relação à área útil.

Tipo de unidade	Área líquida (%)	Área dos furos (%)	Área Bruta (%)
Vazado	<70	>30	100
Perfurado	70 a 100	30 a 0	100
Maciço	100	0	100

Fonte: ABCI (1990).

2.4.3.2. Ensaio de resistência à compressão de prismas de alvenaria

Neste subitem são expostos alguns fatores que influenciam a resistência à compressão de prismas confeccionados com unidades cerâmicas estruturais. Segundo a ABNT NBR 8215:1983, o prisma pode ser oco ou cheio. O prisma oco vem a ser o conjunto composto pela justaposição de duas ou mais unidades cerâmicas ou de concreto unidas por juntas de argamassa, destinados a ensaios de compressão axial. O

prisma cheio diferencia-se do anterior apenas pelo preenchimento de seus vazios por graute.

Segundo a maioria dos autores os fatores que mais influenciam na resistência a compressão de prismas são:

- A geometria (Razão Altura/Espessura) – Quando os prismas de alvenaria são ensaios entre os pratos de uma prensa, considerados mais rígidos que a alvenaria, ocorre à restrição por fricção da forma de ruptura normal dos prismas (tração das unidades segundo planos paralelos à aplicação da carga). Neste caso será necessária a aplicação de uma carga maior para ocasionar o rompimento. Com o aumento da razão altura/espessura (h/t) este confinamento passa a ter um efeito cada vez menor nas resistências obtidas. A estabilização ocorre normalmente para valores de h/t entre 3 e 5, mas esta dependerá do tipo de material utilizado no capeamento;

- Unidade cerâmica – Como as unidades cerâmicas correspondem em média de 80% a 95% do volume total da alvenaria, esta acaba determinando grande parte de suas características. Contudo, é a sua resistência à tração que explica a forma de ruptura da alvenaria. Quando a alvenaria é submetida à compressão uniforme a ruptura se dá por fissuras devido a forças de tração nas unidades, transversais à compressão aplicada (Segundo Franco, 1988);

- Argamassa – Muitos estudos demonstram que o aumento da resistência da argamassa acima de 50% da resistência da unidade cerâmica promove incrementos insignificantes ao desempenho da alvenaria. Além disso, a utilização de resistências muito superiores a da unidade pode induzir um comportamento excessivamente frágil à alvenaria, que pode se agravar com a presença de uma carga de compressão, pois esta tende a promover o surgimento de tensões de confinamento nas juntas de argamassa. Este fato resulta no aumento expressivo do módulo de elasticidade e na redução do Coeficiente de Poisson, ou seja, na diminuição significativa da capacidade de acomodar as deformações da argamassa. Outro fato relevante em relação à argamassa refere-se à espessura das juntas. O aumento da espessura das juntas acima do recomendado pela norma induz a redução da resistência a compressão da alvenaria, o inverso, promove o ganho, porém, acompanhado da redução da capacidade de acomodar as deformações da argamassa [Carasek (S.D.), Hamid e Drysdale (1979), Mendes (1998), Franco (1992), Mohamad (1998), Rammamurthy, Santish e Ambalavanam (2000), Ramalho e Corrêa (2003) e Santos (2008)];

- Velocidade de carregamento – A forma de controlar a velocidade de aplicação da carga no momento do ensaio pode causar diferenças nos

resultados obtidos. Devido a isto, algumas normas estabelecem que a velocidade de carregamento seja constante de modo a minimizar as variabilidades nos resultados obtidos. Contudo, segundo alguns pesquisadores como Maurenbrecher (1978) e Prudêncio (1986) o uso de uma velocidade de aplicação de carga constante tende a gerar resultados mais baixos de resistência à compressão; e,

- Padrão de assentamento – Há a possibilidade de duas formas de moldagem dos prismas cerâmicos, a primeira opção consiste em prismas construído com juntas a prumo e a segunda com juntas contrafiadas. A definição por um ou por outro dependerá dos objetivos da pesquisa a ser desenvolvida.

2.4.3.2.1. Mecanismos de ruptura por compressão

A seguir são expostas algumas das pesquisas desenvolvidas com intuito de compreender o processo de ruptura de estruturas em alvenaria submetidas a esforços de compressão.

Hilsdorf (1967, apud Gomes, 1983), com base na aderência perfeita argamassa-unidade cerâmica maciça, na distribuição uniforme das tensões, no comportamento e ruptura semelhante ao critério de Mohr (a ruptura ocorre quando a tensão de cisalhamento se igualar a resistência ao cisalhamento), formulou um modelo matemático considerando o comportamento elástico. O autor conclui que a aplicação de carga de compressão induz tensões de tração na unidade cerâmica ocasionada pela presença de tensões de compressão triaxiais na argamassa. Isto ocorre devido ao módulo de elasticidade desta ser menor que o da unidade cerâmica. Quando as tensões de tração na unidade ultrapassam a sua resistência à tração ocorre a fissuração na peça.

Hamid e Drysdale (1979) desenvolveram um modelo de ruptura para a alvenaria. O processo resultou de uma análise elástica, na qual foram igualadas as deformações do graute e do conjunto unidade cerâmica-argamassa, sendo definidas as envoltórias de ruptura para as unidades em estado biaxial (compressão e tração) e para as argamassas e grautes confinados triaxialmente. Os autores concluíram que a resistência do prisma (considerando a área líquida) diminui com o uso de graute e a sua ruptura ocorre por tração na unidade induzida pela deformação lateral do graute. Estes ainda constataram que aumentos na resistência dos grautes têm pouco efeito na resistência dos prismas e que o graute governa a ruptura do prisma.

Gomes (1983) realizou um estudo com intuito de investigar a resistência de alvenarias confeccionadas com unidades cerâmicas. Neste

estudo foram utilizados quatro traços de argamassas de assentamento, cinco traços de graute e unidades cerâmicas com resistência à compressão variando de 6,9 MPa a 15,3 MPa, sendo as paredes testadas com e sem armadura. O autor concluiu que o fator de eficiência das paredes de unidades cerâmicas não grauteadas aumenta com o incremento da resistência da argamassa e que o graute só contribui quando a sua resistência é no mínimo igual a das unidades.

Atkinson e Noland (1985) formularam uma teoria baseada no critério de Hilsdorf (1969). Eles consideraram os prismas como camadas de unidades cerâmicas e argamassa, sujeitos a uma tensão de compressão vertical uniforme, sendo as tensões laterais em ambos os materiais também uniformes. A teoria elaborada buscou correlacionar às propriedades de resistência e deformação de um prisma confeccionado com junta prumo submetido a esforços de compressão axial, sendo o comportamento do prisma baseado na compatibilidade da deformação unidade cerâmica-argamassa. O modelo difere dos anteriores porque considera os efeitos do comportamento não linear da argamassa. Os autores concluíram que quanto maior a altura da unidade, menor as tensões de tração induzidas na mesma.

McNary e Abrams (1985) desenvolveram um estudo com intuito de avaliar a teoria elaborada por Atkinson e Noland (1985) de ruptura de prismas de unidades cerâmicas maciças, utilizando dois tipos de unidades cerâmicas e quatro tipos de argamassa de diferentes níveis de resistência. Neste estudo foram realizados ensaios de compressão triaxial de argamassa e de compressão uniaxial de unidades cerâmicas e de prismas de quatro unidades com junta a prumo. Os resultados obtidos foram introduzidos à equação formulada Atkinson e Noland (1985) para a verificação da teoria. Os autores concluíram que o comportamento da argamassa é dependente da pressão de confinamento e do tipo de argamassa. Estes constataram ainda que os prismas compostos por argamassas fortes fissuraram subitamente e romperam explosivamente no carregamento último, enquanto que nos casos em que foram utilizadas argamassas mais fracas, a progressão da fissuração foi mais lenta e o colapso mais dúctil. A resistência dos prismas, segundo os autores, foi governada pela resistência à tração da unidade cerâmica e pelo módulo de elasticidade da argamassa.

Cheema e Klingner (1986) realizaram um estudo com intuito de determinar se os prismas compostos por unidades de concreto romperiam por tração das unidades ou pela resistência à compressão dos demais componentes. Para realizar tal estudo confeccionaram um modelo numérico para prever a resistência e o tipo de ruptura destes prismas, com

base na relação dos módulos de deformação da argamassa e da unidade. Estes autores constataram, como Hamid e Drysdale (1979), que a resistência à compressão dos prismas grauteados (considerando a área líquida) era menor do que as dos prismas não grauteados, sendo justificado, segundo eles, pelo maior nível de tensões de tração presentes, causando a sua ruptura prematura devido ao acréscimo das deformações laterais.

Prudêncio (1986) estudou a resistência à compressão de paredes e prismas confeccionados com unidades cerâmicas maciças com diferentes alturas. Durante este estudo foram utilizados cinco tipos de unidades cerâmicas e um traço de argamassa na execução de três tipos de prismas e paredes. Os prismas testados foram de quatro, cinco e sete fiadas, sendo o comprimento dos dois primeiros de uma unidade e do terceiro de duas unidades. O autor concluiu que a relação entre as resistências do prisma e da parede é linear, porém, o mesmo não foi observado nas relações entre as resistências dos prismas e das unidades e das paredes e das unidades. Este autor constatou ainda que o ganho de resistência do prisma tende a diminuir com o incremento da resistência da unidade cerâmica.

Mohamad (1998) realizou uma pesquisa visando investigar o comportamento mecânico de prismas de unidades de concreto confeccionados com diferentes traços de argamassa e dois tipos de unidades com diferentes níveis de resistência à compressão. O autor formulou um modelo capaz de prever o tipo de ruptura e o nível de tensão última com base na resistência à tração da unidade, na proporção entre os módulos de elasticidade dos materiais e na resistência à compressão da argamassa. O autor concluiu que o aumento das tensões transversais de confinamento induz na argamassa o incremento do seu módulo de elasticidade e a diminuição do seu Coeficiente de Poisson. Este autor também observou que a espessura das juntas de argamassa influi significativamente no desempenho da alvenaria, pois o aumento de sua espessura impõe uma redução expressiva na eficiência do conjunto argamassa-unidade.

Mohamad (2007), durante sua pesquisa “Mecanismo de Ruptura de Alvenaria de Blocos à Compressão”, realizou uma ampla revisão bibliográfica sobre o tema, cujo objetivo visou subsidiar a qualificação e quantificação dos mecanismos envolvidos na ruptura da alvenaria de unidades de concreto. Este autor constatou, com base em ensaios experimentais realizados por diversos autores, que a perda da capacidade resistente do conjunto argamassa-unidade cerâmica (prisma) acontece somente após o surgimento do esfacelamento na superfície da unidade superior. Portanto, segundo este, não se pode afirmar que a causa da

ruptura seja apenas a indução de tração na unidade ou o esmagamento da junta, mas a combinação destes dois modos de ruptura. Essa conclusão contraria a afirmação de alguns pesquisadores, pois trata a ruptura como a combinação de efeitos isolados e dependentes.

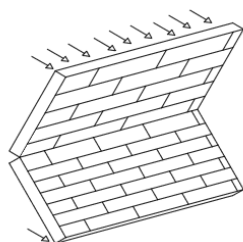
Estas pesquisas demonstram que houve grandes avanços nesta área, porém, o processo de ruptura ainda não foi totalmente compreendido. Fato constatado por Mohamad em sua pesquisa realizada em 2007, pois as formulações matemáticas concebidas até este momento permitem a obtenção de resultados aproximados, cuja precisão tende a variar com as propriedades dos materiais utilizados.

2.4.4. Resistência à flexão

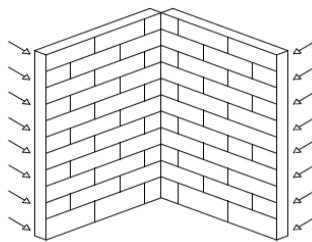
A resistência à flexão pode ser definida como a capacidade de uma parede resistir a esforços horizontais, aplicados segundo uma direção fora do seu plano, tendo como exemplo as forças originadas pela pressão do vento ou por um evento accidental. (Franco, 1987).

As paredes externas dos edifícios estão sujeitas a ações naturais ou por intervenção humana que podem provocar esforços de flexão lateral, perpendiculares ao plano da parede. Quanto maior à esbeltez e a dimensão dos painéis de alvenaria, maior a necessidade de verificação da possibilidade de colapso devido aos esforços de flexão. No entanto, não há no Brasil recomendações consistentes referentes à determinação da resistência das paredes a flexão lateral. Por este motivo, quando é necessária tal determinação empregam-se as recomendações prescritas pela norma Inglesa BS 5628:1992.

Quando a flexão ocorre no plano da parede e na direção paralela às juntas de assentamento, a resistência da alvenaria frente a este tipo de solicitação depende somente da resistência à tração da argamassa e da aderência da argamassa as unidades cerâmicas ao longo da junta de assentamento. A resistência à tração das unidades cerâmicas costuma ser superior a da argamassa de assentamento. Por este motivo os colapsos, quando acontecem frente a este tipo de solicitação, ocorrem ao longo das juntas de assentamento, ou seja, no plano de ruptura paralelo à junta de assentamento, conforme Figura 18a.



(a) Plano de ruptura paralelo as juntas de assentamento



(b) Plano de ruptura perpendicular as juntas de assentamento

Figura 18 – Tipos de suportes e rupturas para paredes sob carga lateral.
Fonte: BS 5628 (1992).

Se a flexão ocorrer no plano da parede ao longo da direção perpendicular às juntas de assentamento das unidades cerâmicas a resistência da alvenaria será aumentada substancialmente devido à ocorrência de cisalhamento nas interfaces argamassa/unidade cerâmica, por causa do contrafiado das unidades. Neste caso o plano de ruptura é perpendicular à junta de argamassa, conforme exposto na Figura 18b. Nesta direção, a resistência tende a ser três vezes maior do que a resistência obtida ao longo da junta de assentamento.

Como a alvenaria não é um material isotrópico, ou seja, não apresenta propriedades similares para todas as direções, a resistência à flexão para ambas as direções serão muito diversas. Esta diferença de resistência devido ao plano de aplicação das cargas é reduzida pelo efeito do peso próprio da parede. Com aumento da altura desta, as tensões de compressão devidas ao peso próprio também crescem. Em outras palavras, quanto mais significativa for a carga de compressão maior será a resistência da parede às tensões de flexão (Mendes, 1998).

Qualquer outra carga permanente irá aumentar a carga de compressão na parede e, conseqüentemente, proporcionar uma elevação da sua resistência à flexão, desde que a tensão de compressão esteja dentro dos limites permissíveis.

2.4.4.1. Fatores que afetam a resistência à flexão da alvenaria

A alvenaria é um material frágil e sua resistência à tração por flexão depende do tipo de unidade estrutural, do traço da argamassa e da aderência entre a argamassa e a unidade. Soma-se, ainda, a estes fatores a anisotropia característica do próprio material cerâmico, fornecendo desta forma diferentes valores de resistência à flexão para cada direção analisada.

O mecanismo de aderência entre a unidade cerâmica e a argamassa não é totalmente compreendido, porém sabe-se que resulta de um processo físico-químico no qual a estrutura de ambos os materiais é crítica. Muitas pesquisas demonstram que a consistência da argamassa e a capacidade de absorção inicial de água da unidade cerâmica são fatores determinantes da resistência de aderência à tração do conjunto unidade cerâmica-argamassa. Entretanto, vários fatores podem afetar negativamente o seu desempenho, como o uso de um agregado miúdo de cadeia granulométrica incompleta, a utilização de aditivos incorporadores de ar, a adoção de um baixo fator água/aglomerante, as imperfeições na superfície do substrato, etc. [Hendry, (1990); Carasek, e Djanikian (1997), Antunes (2010), Mohamad (2007) e Recena (2007)].

Em 1992, a norma inglesa BS 5628 forneceu alguns valores característicos da resistência à flexão para unidades cerâmicas, visando estabelecer parâmetros que viessem a servir como referência na etapa de projeto (Tabela 5). Para esta norma, a taxa de absorção de água da unidade cerâmica é um fator relevante na classificação das unidades cerâmicas com relação à resistência à flexão.

Tabela 5 – Resistência característica à flexão da alvenaria cerâmica, f_{lx} em MPa (adaptação da Tabela 03 da norma BS 5628):

Tipo de argamassa	Plano de ruptura paralelo às juntas de assentamento			Plano de ruptura perpendicular às juntas de assentamento		
	(i)	(ii) e (iii)	(iv)	(i)	(ii) e (iii)	(iv)
Unidades - absorção até 7%	0,7	0,5	0,4	2,0	1,5	1,2
Unidades - absorção entre 7% e 12%	0,5	0,4	0,35	1,5	1,1	1,0
Unidades - absorção acima de 12%	0,4	0,3	0,25	1,1	0,9	0,8

Fonte: BS 5628, 1992.

2.4.4.2. Carga lateral máxima em paredes estruturais

Para se determinar a resistência máxima da parede à carga lateral, mostra-se necessário a classificação destas em:

a) Paredes com pré-compressão, ou seja, paredes sujeitas a cargas verticais e laterais, tipicamente paredes estruturais;

b) Paredes sem pré-compressão, ou seja, paredes sujeitas apenas ao peso próprio e ao carregamento lateral, tipicamente paredes de vedação.

Esta classificação é importante para a determinação do mecanismo de resistência da parede. Para as paredes submetidas a cargas verticais, a resistência à carga lateral será dada exatamente pela tensão de compressão atuante. Normalmente, a carga de compressão é tomada como sendo a carga permanente da estrutura suportada pela parede. No entanto, se a pré-compressão atuante na parede for muito alta, próxima ao limite de ruptura, há uma diminuição da área resistente, elevando a tensão de compressão atuante, podendo essa se aproximar da resistência última à compressão da alvenaria. Nesta situação pode ocorrer a ruptura por compressão antes do previsto pela teoria linear. Na verdade, se a pré-compressão for igual à resistência última da alvenaria, a parede romperá sem resistir a qualquer esforço lateral. No caso das paredes não estruturais ou que não estejam submetidas a uma tensão de compressão, a resistência a cargas laterais é dada exclusivamente pela resistência à flexão da alvenaria, conforme o plano de ruptura, se perpendicular ou paralelo às juntas de assentamento (Mendes, 1998).

Em relação às condições de apoio, estas são importantes porque determinam a forma de ruptura das paredes submetidas a cargas laterais. Na prática, as paredes podem apoiar-se nas lajes e lateralmente em paredes de contraventamento. Estes apoios podem fornecer resistência extra, dependendo da razão comprimento/altura da parede, da resistência à tração da alvenaria e do número de fiadas que amarram as paredes.

2.4.4.2.1. Teoria aproximada para o cálculo de cargas laterais máximas de paredes sujeitas à pré-compressão proposta por Mendes (1998) – com base na norma inglesa BS 5628

Segundo a norma inglesa BS 5628:1992, uma análise elástica aproximada pode ser desenvolvida com base nas seguintes hipóteses:

- a) As deflexões elásticas nos apoios das paredes são negligenciáveis;
- b) A ruptura ocorre por fissura horizontal no topo, centro e parte inferior da parede, causando rotação em relação às linhas horizontais que passam por A, B e C (Figura 26). As forças atuantes na metade superior da parede no instante de ruptura são mostradas na Figura 19.

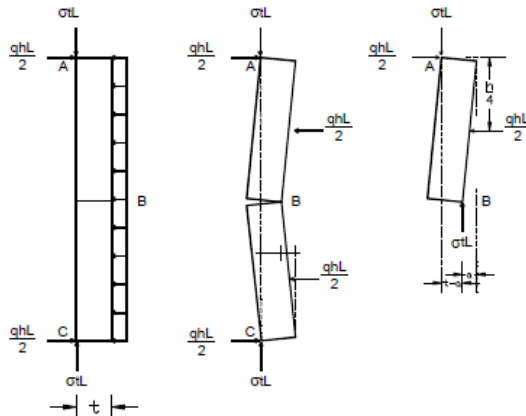


Figura 19 – Mecanismo simplificado de ruptura de paredes apoiadas em cima e embaixo. Fonte: Mendes, 1998.

Tomando-se os momentos em relação a A, têm-se:

$$\sigma \cdot t \cdot L \cdot (t - a) = q_0 \cdot h \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{h}{4} \quad (\text{Equação 1})$$

$$q_0 = \frac{8 \cdot \sigma \cdot t \cdot (t - a)}{h^2} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

σ – pré-compressão;

t – espessura da parede sujeita a pré-compressão;

L – comprimento da parede;

h – altura da parede;

q_0 – pressão lateral ou transversal;

a – distância horizontal em que o centro da parede moveu-se.

Se a pressão de compressão for considerada constante na ruptura, de acordo com este autor, a pressão máxima resistida pela parede é igual a:

$$q_0 = \frac{8 \cdot \sigma \cdot t^2}{h^2} \quad (\text{Equação 3})$$

quando $a = 0$

2.4.4.3. Método de ensaio de prismas de alvenaria a flexão

Os ensaios com prismas são amplamente utilizados em pesquisas científicas, devido à grande simplicidade de execução dos métodos propostos. Dentre os métodos mais utilizados destaca-se o prescrito pela norma americana ASTM E-518:2003 (*Standard test methods for flexural*

bond strength of masonry). Esta norma prescreve para a realização do ensaio à flexão a utilização de prismas compostos por várias unidades e tem como objetivo determinar a resistência de aderência entre a unidade e a argamassa, sendo o carregamento aplicado nos terços do vão.

Medeiros e Sabbatini (1994), buscando tornar mais simples a utilização do método prescrito pela ASTM E-518:2003, propuseram uma adaptação do ensaio que viabilizou a sua utilização em canteiros de obra devido a não necessidade de equipamentos especiais. Esta adaptação consistiu na utilização de prismas de alvenaria apoiados horizontalmente em suas extremidades sobre outras unidades, submetidos assim a um carregamento concentrado em dois pontos simétricos em relação ao centro do prisma, conforme Figura 20.

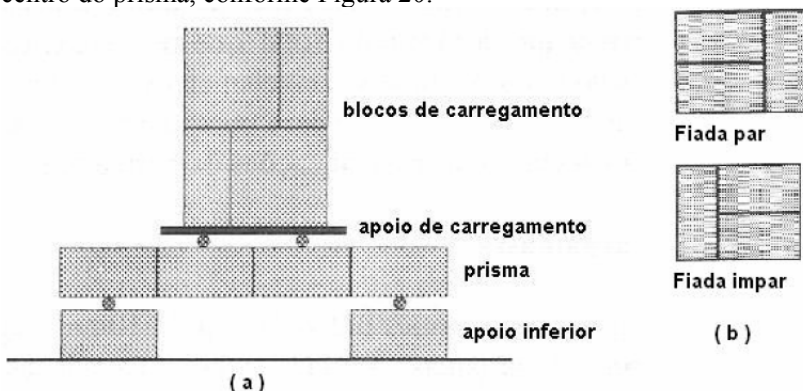


Figura 20 – (a) Esquema do ensaio de flexão simples para um prisma de quatro unidades e (b) Esquema de colocação das unidades de carregamento (fiadas pares e ímpares). Fonte: Medeiros e Sabbatini, 1994.

Entretanto, segundo o método A da norma ASTM E-518:2003, no cálculo da tensão de ruptura deve-se levar em consideração o tipo de unidade utilizada na confecção do corpo de prova e o local de ruptura.

Assim, em corpos de prova construídos com unidades sólidas, com área líquida maior que 75%, o cálculo da tensão de ruptura deverá ser feito pela seguinte expressão:

$$R = \frac{(P + 0,75 \cdot P_s) \cdot I}{b \cdot d^2} \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

R = Tensão máxima de ruptura (N/mm²).

P = Carga máxima aplicada no corpo de prova.

P_s = Peso do corpo de prova (N).

I = Comprimento do vão (mm).

b = Largura do corpo de prova (mm).

d = Altura do corpo de prova (mm).

Para espécimes confeccionados com unidades vazadas (área líquida inferior a 75%), o cálculo deverá ser feito pela expressão:

$$R = \frac{(0,167 \cdot P + 0,125 \cdot P_s)}{S} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde:

S = Área de aplicação da argamassa (mm²).

O cálculo do módulo da área de aplicação da argamassa, com base na área líquida das unidades vazadas, pode ser determinado para:

- Unidades com assentamento total da face da unidade, conforme ilustra a Figura 21:

$$S = \frac{b \cdot d^3 - (b_1 \cdot d_1^3 + b_2^3 \cdot d_2 + b_3^3 \cdot d_3 \dots b_n \cdot d_n^3)}{6 \cdot d} \quad (\text{Equação 6})$$

Onde:

b₁ = Espessura do centro (mm).

d₁ = Largura do centro (mm).

- Unidades com assentamento de argamassa somente nas faces externas longitudinais da unidade (face shell), conforme ilustrado na Figura 22.

$$S = \frac{b \cdot (d^3 - d_1^3)}{6 \cdot d} \quad (\text{Equação 7})$$

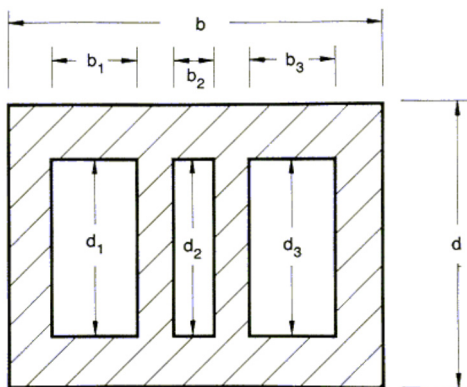


Figura 21 – Seção transversal de unidade com argamassamento total da face. Fonte: TECHNICAL NOTES 39B, 1988.

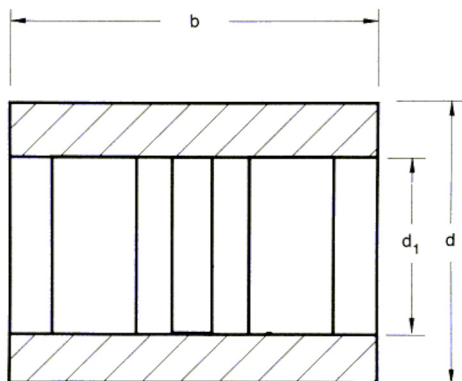


Figura 22 – Assentamento de argamassa somente nas faces externas longitudinais da unidade (Face Shell). Fonte: TECHNICAL NOTES 39B, 1988.

Neste método se a ruptura ocorrer em uma junta fora do terço médio de aplicação de carga o resultado do ensaio deverá ser desconsiderado.

2.4.5. Considerações finais

A revisão bibliográfica demonstra a necessidade da execução de ensaios experimentais para se verificar o real desempenho dos materiais e componentes utilizados. A abordagem restrita a ensaios de unidades cerâmicas e prismas a compressão e a flexão apoia-se na delimitação do tema de pesquisa, pois este estudo visa à análise de um modelo de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados. Dessa forma, será necessária a realização de um ensaio específico, o qual será apresentado no subitem 2.5.

Entretanto, ressalta-se que a realização destes ensaios auxiliara a compreender o comportamento da argamassa e do conjunto argamassa-unidade cerâmica. Os resultados obtidos nesta etapa servirão de subsídio para a análise experimental e numérica do comportamento do modelo de ligação vertical.

2.5. ANÁLISE DA LIGAÇÃO ENTRE PAREDES EM ALVENARIA

Neste subitem, apresentam-se de forma sucinta as pesquisas referentes à interação entre paredes de alvenaria estrutural não armada. A interação, de acordo com diversos pesquisadores, encontra-se diretamente relacionada com a uniformização das forças de carregamentos verticais nas estruturas de alvenarias não armadas.

A abordagem deste tema por esta pesquisa mostrou-se relevante durante a análise numérica, pois se constatou que o modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados, apresentou tendência a uniformização das tensões normais verticais e das deformações verticais, ou seja, que há a existência de interação entre painéis.

2.5.1. Interação entre paredes

A interação entre as paredes corresponde à transferência de forças através de suas interfaces comuns devido à tendência de deslocamentos relativos entre estas, induzida por ações horizontais e/ou verticais. Entretanto, a intensidade da interação depende diretamente da resistência ao cisalhamento da interface, ou seja, do tipo de ligação existente. A presença desta resulta na ampliação da resistência do conjunto composto pelas paredes, porém, a significância desta será relativa à intensidade da interação. Na investigação da interação são abordadas as tensões normais verticais e as de cisalhamento. As tensões normais são utilizadas no processo de uniformização das tensões verificadas no projeto de uma parede e as tensões de cisalhamento são determinantes da forma de ruptura das interfaces, independentemente do tipo de ligação. [Corrêa e Page (2001); Oliveira (2002); Oliveira (2002). Nascimento Neto (2003), Corrêa (2003); Moreira (2007); Oliveira (2009)].

Na literatura técnica encontram-se disponíveis dois tipos de procedimentos baseados na distribuição das ações verticais. O primeiro trata as paredes como elementos isolados não levando em consideração a interação. O segundo as paredes são consideradas como grupos, existindo variações nas formas de se levar em conta a interação.

2.5.2. Método das paredes isoladas

De acordo com Hendry (1981), o método consiste na subdivisão das lajes em área de contribuição, formadas por triângulos e trapézios definidos pelos traçados da linha de ruptura, que distribuirão as ações para

as paredes correspondentes, de maneira análoga a determinação de ações em vigas de concreto armado. Este método ficou conhecido como o “método das paredes isoladas”, por tratar cada parede como um elemento independente, não considerando a sua interação com os demais elementos. Suas vantagens principais residem no fato de ser simples e de rápida execução, além de seguro para a alvenaria. Contudo, a seu uso implica na penalização da economia, pois não considera a uniformização das tensões entre as paredes, resultando em distorções nas cargas estimadas sobre as estruturas de suporte.

2.5.3. Grupos isolados de Paredes

Neste método, a estrutura é subdividida em pequenos grupos isolados de paredes solidárias, ou seja, sem a interação entre si, usualmente delimitados por aberturas. Este agrega às vantagens do método anterior, ou seja, é um procedimento rápido, simples e seguro, sendo ainda favorável à economia, pois resulta em estimativas mais adequadas das cargas sobre as estruturas de suporte. A força atuante no grupo corresponde à soma das forças atuantes em cada uma das paredes que o compõe. Entretanto para que se considere a uniformização das tensões no grupo é necessário garantir que ocorram forças de interação entre as paredes. Na prática este procedimento consiste na definição dos grupos, de modo empírico, e na uniformização das ações atuantes no grupo (Concentradas e distribuídas) entre as paredes que o compõe.

2.5.4. Grupos de paredes com interação

Este método permite a interação não só entre as paredes de cada grupo, mas entre os grupos de paredes, através da definição de taxas de interação, formando macrogrupos. A taxa de interação corresponde, segundo Corrêa e Ramalho (1994), ao intervalo de 0 e 1 (0% e 100%), o qual representa a percentagem de força que deve ser uniformizada. A aplicação numérica deste método pode ser resumida pelas seguintes equações:

$$q_m = (q_1 + q_2 + \dots + q_n)/n \quad \text{(Equação 8)}$$

$$d_i = (q_1 - q_m) \cdot (1 - t) \quad \text{(Equação 9)}$$

$$q_i = q_m + d_i \quad \text{(Equação 10)}$$

Em que:

n – Número de grupos componentes;

q_i – Carregamento do grupo i no nível considerado;
 q_m – Carregamento médio do macrogrupo no nível considerado;
 d_i – Diferencial de carregamento do grupo i no nível considerado;
 e ,
 t – Taxa de interação.

Este método se bem utilizado mostra-se seguro e econômico. Entretanto, a sua aplicação é mais complexa que os métodos expostos anteriormente, sendo fundamental a certeza de existência da interação entre as paredes e entre os grupos e a definição correta tanto dos grupos quanto das taxas de interação. Devido a este fato, Corrêa e Ramalho (2003) sugerem que este método seja utilizado somente após a determinação experimental das taxas de interação entre grupos.

2.5.5. Prescrições normativas

Na ausência de ensaios experimentais as normas apresentam tensões admissíveis ou resistências características ao cisalhamento que podem ser utilizados no projeto. Dentre as normas que abordam este parâmetro destacam-se a norma brasileira ABNT NBR 15961-1:2011, a norma americana ACI 530 (1999 e 2005) e a norma inglesa BS 5628:1992.

2.5.5.1. Norma brasileira ABNT NBR 15961-1:2011

Esta norma prescreve que a resistência característica ao cisalhamento na intersecção de paredes com juntas amarradas não deve exceder a 0,35 MPa. Entretanto, para peças de alvenaria estrutural com armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento, envoltas por graute, submetidas à flexão, a resistência característica pode ser obtida por:

$$f_{vk} = 0,35 \times 17,5\rho \leq 0,7 \quad (\text{Equação 11})$$

Sendo:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (\text{Equação 12})$$

A_s – É a área da armadura principal de flexão;

b – É a largura da seção transversal; e,

d – É a altura útil da seção transversal.

2.5.5.2. Norma americana ACI 530 (1999 e 2005)

A norma americana ACI 530 de 1999 e 2005 prescreve a seguinte equação para o cálculo das tensões de cisalhamento na alvenaria não armada:

$$\tau_{alv} = \frac{V \cdot M_S}{I \cdot b} \quad (\text{Equação 13})$$

Sendo:

V – Esforço cortante de projeto;

M_S – Momento estático da seção transversal do elemento em estudo;

b – Base da seção transversal líquida; e,

I – Momento de Inércia da seção transversal líquida.

Entretanto, esta norma estabelece que as tensões de cisalhamento no plano não devem exceder aos seguintes valores:

(1) $0,125\sqrt{f'_m}$; sendo f'_m a resistência à compressão da alvenaria em MPa;

(2) 0,83 MPa;

(3) $v + 0,45N_v/A_n$; sendo N_v e A_n a força de compressão vertical e a área líquida da seção transversal, respectivamente. Esta norma estabelece alguns valores para o coeficiente v com base no tipo de ligação entre as paredes, os quais se encontram expostos a seguir:

$v = 0,26$ MPa para alvenarias não grauteadas executadas com amarração direta, cujas juntas verticais não são aprumadas;

$v = 0,26$ MPa para alvenarias não grauteadas executadas com amarração direta, cujas juntas verticais são aprumadas;

$v = 0,26$ MPa para alvenarias grauteadas executadas com amarração direta, cujas juntas verticais não são aprumadas; e,

$v = 0,10$ MPa para alvenaria com outro tipo de amarração.

2.5.5.3. Norma inglesa BS 5628:1992

Esta norma estabelece os seguintes valores para a resistência característica ao cisalhamento (f_v) da alvenaria com amarração direta na direção do plano vertical:

(1) Para tijolo maciço:

(a) 0,7 MPa – Para argamassas tipo (i) e (ii); e,

(b) 0,5 MPa – Para argamassas tipo (iii) e (iv).

(2) Para unidade de concreto sólido de agregado denso com resistência mínima de 7 MPa:

(a) 0,7 MPa – Para argamassas tipo (i), (ii) e (iii).

Os tipos de argamassa prescritos por esta norma com base no traço e nas resistências à compressão são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Tipos de argamassas segundo a BS 5628:1992.

Tipo de argamassa	Traço em volume	Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	
	Cimento:Cal:Areia	Laboratório	Obra
(i)	1:0 a 0,25:3	16,0	11,0
(ii)	1:0,5:4 a 4,5	6,5	4,5
(iii)	1:1:5 a 6	3,6	2,5
(iv)	1:2:8 a 9	1,5	1,0

Fonte: BS 5628:1992.

Como a norma inglesa baseia-se no método dos estados limites, mostra-se necessária a divisão da resistência característica ao cisalhamento pelo coeficiente de segurança parcial do material (Y_m) para a obtenção dos valores de cálculo das resistências. Para a resistência ao cisalhamento, deve-se adotar o valor de 2,5 para o coeficiente de segurança.

2.5.6. Breves comentários sobre principais pesquisas referentes a interação de paredes na presença de ações verticais

Neste subitem apresentam-se de forma sucintas as principais pesquisas desenvolvidas visando compreender o comportamento das paredes interconectadas submetidas à presença de um carregamento vertical. As pesquisas expostas abordaram procedimentos experimentais e numéricos na investigação da interação em paredes interconectadas em alvenaria executadas com amarrações diretas e indiretas.

2.5.6.1. Trabalho de Sinha e Hendry (1979)

Sinha e Hendry (1979) realizaram um programa experimental cujo objetivo consistia em comparar a capacidade de carga entre paredes isoladas e paredes enrijecidas, avaliando os coeficientes de enrijecimento indicados pela BS 5628:1992. Para a realização dos ensaios foram utilizados diferentes valores de esbeltes (altura efetiva/espessura efetiva, variando entre 8 e 32) e de proporções entre altura e comprimento, dois tipos de carregamento e, tijolos cerâmicos maciços nas escalas (1:1), (1:2) e (1:3). A aplicação do carregamento somente sobre a parede central induziu o aparecimento de fissuras na intersecção dos flanges com a

parede central. Com o aumento do carregamento estas se estenderam por toda a altura da intersecção neutralizando o efeito do aumento da rigidez, apresentando as paredes enrijecidas neste caso resistência à compressão última similar à de uma parede isolada. Em outras palavras, estas se comportaram como placas enrijecidas até o aparecimento das primeiras fissuras verticais entre os flanges e a parede central. Neste caso, os autores constataram que 5,8% a 6,7% do carregamento aplicado sobre a parede central foi transferido para cada um dos flanges antes da separação destes da parede central. A tensão de cisalhamento vertical que destruiu completamente amarração da parede variou de 0,345 MPa a 0,68 MPa (calculada em relação a uma área igual ao produto da altura pela espessura da parede central). Nos casos em que a aplicação do carregamento se estendeu por toda a seção houve a indução de fissuras em ambos os flanges de cada lado da parede central. Os resultados dos ensaios, para um índice de esbeltes de até 32, demonstraram em ambos os casos de carregamento que as paredes enrijecidas não promoveram o aumento da resistência em comparação às paredes isoladas.

2.5.6.2. Trabalho de Camacho (1995)

Camacho (1995), buscando verificar se o comportamento das torres de alvenaria estrutural é influenciado pelo fator de escala, realizou ensaios em modelo reduzido nas escalas (1:3) e (1:5). O carregamento aplicado consistiu em uma ação distribuída apenas sobre as duas paredes menores. Os resultados dos ensaios indicaram que houve uma concentração de tensão nas regiões de aplicação de forças, enquanto que nas paredes não carregadas as deformações foram praticamente nulas. Isto ocorreu devido à inexistência de comprimento suficiente para mobilizar forças de grande magnitude, ou seja, a interação. Tanto na região correspondente à meia altura quanto à base da torre apresentaram uma concentração de tensão menos acentuada que o topo, devido à transferência de forças das paredes carregadas para as paredes não carregadas, ou seja, das menores para as maiores. O comportamento das torres em relação às deformações foi praticamente o mesmo independente da escala utilizada e a forma de ruptura foi caracterizada pela quebra da região superior da parede menor, local da aplicação da carga. O autor concluiu que seria de se esperar uma maior uniformização das deformações, tanto na região central quanto na base das torres.

2.5.6.3. Trabalho de Capuzzo Neto (2000)

Capuzzo Neto (2000) realizou um ensaio experimental baseado na utilização de prisma com seção transversal em “H” com intuito de investigar a interação entre as paredes e a influência da cinta de amarração a meia altura. Segundo o autor, a opção pela seção transversal “H” se deve ao fato de esta minimizar os efeitos de excentricidade em relação ao plano de simetria. Foram confeccionadas duas séries de amostras, ambas com cinta de amarração no topo, sendo a primeira sem cinta de amarração intermediária e a segunda com. Ambas as séries foram executadas com amarração direta, utilizando-se juntas verticais e horizontais, totalmente preenchidas. A base do prisma se encontrava completamente apoiada e o carregamento foi aplicado apenas sobre a parede central, pois se visou observar a transferência de parte deste para os flanges. O autor constatou que a distribuição das cargas para os flanges não ocorreu de forma similar para todo o conjunto, que os corpos de prova apresentaram comportamento linear até próximo à ruptura e que a ruptura ocorreu por compressão na região superior da parede central e por cisalhamento na interface. Neste estudo o autor comprovou teórica e experimentalmente a presença da interação entre paredes submetidas a carregamento vertical.

2.5.6.4. Trabalho de Corrêa e Page (2001)

Corrêa e Page (2001), com base no estudo realizado por Capuzzo Neto (2000), desenvolveram um método simplificado para a análise da interação de paredes submetidas às ações verticais. Este modelo baseou-se na tendência de uniformização das tensões ao longo da parede e no tipo de distribuição das tensões de cisalhamento na interface de paredes interconectadas. De acordo com os autores, o princípio de Saint Venant explica o espalhamento das forças concentradas, num ângulo de 45°. Para esta análise foi realizada uma modelagem bidimensional cuja malha de elementos finitos foi constituída por elementos de membrana, visando representar as suas superfícies médias das paredes. Em outras palavras, o modelo consistiu em uma macromodelagem, na qual foram adotados os parâmetros elásticos dos materiais. Neste modelo, os materiais foram considerados isotrópicos, apenas para fins de simplificação. A simulação numérica do tipo elástico-linear do comportamento do corpo de prova com seção transversal em “H” foi realizada com auxílio do software STRAND7 (2000). Os resultados obtidos demonstraram a uniformização das tensões normais verticais até a metade da altura da parede e a distribuição das tensões de cisalhamento vertical a todo o painel ao longo

da interface. Os autores constataram que as tensões de cisalhamento decresceram rapidamente com a altura, apresentando uma coerência com a rápida uniformização das tensões normais verticais.

2.5.6.5. Trabalho de Peleteiro (2002)

Peleteiro (2002) buscou analisar, com auxílio do programa Abaqus, o comportamento do painel ensaiado por Capuzzo Neto (2000) utilizando modelos lineares e não lineares. A pesquisadora constatou que os corpos de prova com seção transversal em “H” de alvenaria cerâmica apresentam comportamento linear até aproximadamente a 87% da força de ruptura e que as tensões normais verticais apresentam concentração máxima na região próxima a aplicação do carregamento na parede central, independente do modelo utilizado. Contudo, na base as tensões convergiram para um mesmo valor na alma e no flange, confirmando a eficiência do intertravamento das unidades na uniformização das tensões.

2.5.6.6. Trabalho de Signor e Roman (2002)

Signor e Roman (2002) realizaram um ensaio em caráter exploratório de um corpo de prova com seção transversal em “H” de alvenaria de unidades cerâmicas em escala reduzida (1:3,33) com amarração direta, cujo objetivo consistiu em avaliar a transferência de ações verticais entre as paredes interconectadas, sendo a base dos painéis totalmente apoiada e o carregamento aplicado apenas sobre a parede central. Os pesquisadores concluíram que a adoção de processos que levam em consideração a interação entre paredes mostra-se razoável.

2.5.6.7. Trabalho de Bosiljkov, Simundic e Page (2004)

Bosiljkov, Simundic e Page (2004) desenvolveram um programa experimental com paredes executadas com unidades cerâmicas maciças, também em seção transversal em “H”, variando a sua altura e analisando diferentes níveis de pré-compressão dos flanges. Nestas análises foram consideradas a amarração direta e a ligação com tirantes metálicos. Os autores concluíram que as condições de contorno e o carregamento nos flanges determinam o comportamento do corpo de prova, influenciando significativamente a sua resistência ao cisalhamento e o seu modo de ruptura.

2.5.6.8. Trabalho de Capuzzo Neto (2005)

Capuzzo Neto (2005), buscando determinar a resistência da alvenaria ao cisalhamento vertical, realizou ensaios em escala reduzida (1:3) de corpos de prova com seção transversal em “H”, sendo a aplicação do carregamento realizada apenas sobre a parede central e os apoios posicionados somente sob as paredes externas do “H”. Nestes corpos de prova buscou-se analisar a influência da presença ou não da cinta de amarração. O autor concluiu que a presença da cinta de amarração contribui positivamente para o aumento da resistência ao cisalhamento, porém, este ganho foi inferior a 20%. A presença das cintas de amarração contribuiu para uma distribuição mais uniforme das forças, uma vez que a resistência ao cisalhamento da alvenaria encontra-se limitada pela resistência ao cisalhamento das unidades. Nas três situações, a forma de ruptura na parede central apresentou-se de forma similar, indicando uma ruptura típica de cisalhamento, comprovando que é a resistência ao cisalhamento das unidades que comanda a ruptura.

2.5.6.9. Trabalho de Andolfato (2006)

Andolfato (2006), com base em ensaios de prova de carga em edificação e em análises numéricas, conclui que a utilização do procedimento das paredes isoladas leva a maiores diferenças entre os resultados teóricos e os experimentais. As maiores proximidades nos valores foram observadas nas estimativas teóricas executadas com o procedimento do grupo de paredes sem interação e com interação de 50% e 100%. A realização de trabalhos com instrumentação em edifícios reais permitiu, segundo o pesquisador, avaliar não só a interação de paredes como também a forte influência da rotação da laje na flexão das paredes.

2.5.6.10. Trabalho de Moreira (2007)

Moreira (2007) realizou um estudo experimental baseado nas pesquisas desenvolvidas por Capuzzo Neto (2005), no qual confeccionou corpos de prova com seção transversal em “H” com amarração indireta. Nestas amarrações foram utilizadas telas metálicas dispostas em cada fiada e grampos metálicos ancorados em furos adjacentes grauteados para enrijecimento da interface vertical, também dispostos em cada fiada. O autor observou que a resistência ao cisalhamento em ambos os casos correspondeu a aproximadamente 60% da resistência obtida para a amarração direta e que a forma de ruptura destes corpos de prova

apresentou-se dúctil. Este autor constatou ainda que entre os dois casos não houve diferença significativa em relação à resistência ao cisalhamento da interface.

2.5.6.11. Trabalho de Drysdale, El-Dakhkhni e Kolodziejski (2008)

Drysdale, El-Dakhkhni, Kolodziejski (2008) realizaram uma investigação experimental do mecanismo de transferência de cisalhamento entre as paredes externas e a parede central de corpos de prova com seção transversal em “H” confeccionados em unidades de concreto, sendo utilizadas amostras com diferentes configurações e diferentes ligações. Estes autores propuseram um procedimento de cálculo para previsão da resistência ao cisalhamento baseados em mecanismos de falha cisalhamento-atrito que foram comparados com os resultados experimentais, mostrando boa concordância.

2.5.6.12. Trabalho de Oliveira (2009)

Oliveira (2009) realizou um estudo baseado no método de elementos finitos, no qual avaliou as tensões de cisalhamento nas interfaces de paredes interconectadas quando atuam simultaneamente os carregamentos verticais e as ações horizontais. Para a obtenção dessas tensões foi utilizado um procedimento simplificado para as ações verticais e dois modelos distintos para as ações horizontais. O primeiro modelo, um modelo simplificado, consistiu na associação plana de paredes e o segundo, mais refinado, correspondente a um modelo em pórtico tridimensional. A pesquisadora conclui que a utilização do modelo simplificado na análise estrutural das paredes é suficiente para a modelagem de edifícios usuais. Contudo, essa faz a ressalva de que seja incluso a este modelo a deformação por cisalhamento em edifícios em que há paredes com dimensões em planta comparáveis a sua altura.

2.5.6.13. Trabalho de Bosiljkov, Page, Simundic e Žarnić (2010)

Bosiljkov, Page, Simundic e Žarnić (2010) apresentaram resultados de suas investigações numéricas e experimentais realizadas com uma série de amostras com seção transversal em “H” visando verificar a significância dos parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento vertical das interfaces de paredes interconectadas. Nestas análises foram utilizados diferentes tipos de vínculos e padrões de ligação. Estes pesquisadores demonstraram que a forma tradicional de execução do contrafiamento na amarração direta de estruturas em

alvenaria, a cada duas fiadas, proporciona um ganho de resistência ao cisalhamento na interface entre 15% e 40% quando comparadas ao contrafiamento a cada três ou quatro fiadas. Este fato também se reproduziu nos ensaios executados com amarrações indiretas. Estes concluíram que o modelo numérico desenvolvido foi capaz de prever com eficiência a resistência máxima ao cisalhamento das interfaces das paredes interconectadas para todos os tipos de amostras ensaiadas.

2.5.6.14. Trabalho de Oliveira, Corrêa e Ramalho (2011)

Oliveira, Corrêa e Ramalho (2011), realizaram uma análise simplificada das tensões de cisalhamento na interface de paredes interconectadas em edifício representativo das construções em alvenaria executadas no Brasil. As tensões devido às cargas horizontais foram obtidas através de um modelo de pórtico tridimensional e as tensões ocasionadas pelas cargas verticais por um processo simplificado proposto por Corrêa e Page (2001). Com base nos códigos nacionais (ABNT NBR 10837:1989) e internacionais (ACI 530:2005 e BS 5628:1992), os resultados obtidos demonstraram que várias interfaces deveriam apresentar problemas potenciais, porém, isto não se observa na prática na construção brasileira. Diante do exposto, os autores concluíram que ou os procedimentos utilizados na obtenção das tensões de cisalhamento induzidas por cargas verticais as superestimam ou a força prescrita nos códigos de projeto é subestimada.

2.5.7. Pesquisas sobre a interação de paredes na presença de ações horizontais

Dentre as pesquisas realizadas visando verificar o comportamento das paredes na presença de ações horizontais destaca-se a desenvolvida por Nascimento Neto (2003) cuja análise se concentrou no comportamento global da estrutura, diferenciando as modelagens numéricas do sistema de contraventamento dos edifícios, partindo de procedimentos mais simples, avançando até aos mais refinados. Nestas análises foram considerados os efeitos de torção dos edifícios quando submetidos a ações horizontais e a deformação por cisalhamento das paredes. Este pesquisador considerou a ligação entre as paredes resistentes o suficiente para transmitir esforços originados pela aplicação das ações horizontais, ocasionando nesta região, a interação gerada pela contribuição dos flanges e dos lintéis. Os modelos adotados na análise pelo autor foram o de paredes isoladas com contribuição de flanges e o de

pórtico tridimensional, com ou sem inclusão de lintéis e de deformação por cisalhamento, admitindo-se sempre comportamento elástico-linear para o sistema de contraventamento e as forças de vento consideradas simétricas. Com a intenção de verificar a influência da deformação por cisalhamento, o pesquisador concebeu dois modelos distintos, um considerando tal parâmetro e outro não. A principal diferença entre os dois modelos ocorreu em relação à distribuição dos esforços cortantes entre as paredes de contraventamento, tendo sido observado um decréscimo máximo de 34% para o modelo em que se considerou a deformação.

Em 2001, Palácio realizou um estudo utilizando softwares como MASAN 01, CEASO 01 e ANSYS. Em ambos os modelos foi realizada a análise linear com a hipótese de diafragma rígido para simular as lajes, com e sem a consideração da deformação por cisalhamento nas paredes. Nestes estudos o pesquisador observou que os lintéis contribuíram efetivamente para o aumento da rigidez global da estrutura, reduzindo os deslocamentos e redistribuindo os esforços entre os painéis de contraventamento. Os momentos fletores apresentaram comportamentos bem divergentes, pois no processo de paredes isoladas, a parcela do momento absorvida depende apenas da rigidez relativa de cada grupo, enquanto no programa CEASO 01, como para o caso dos deslocamentos, outros fatores que influenciaram significativamente os resultados dos momentos são considerados.

De modo geral, a maioria das pesquisas realizadas nesta área, com intuito de verificar a distribuição de forças em uma edificação em alvenaria estrutural na presença de esforços horizontais, baseia-se sempre em análises numéricas, devido às dificuldades técnicas para se analisar este fenômeno experimentalmente.

2.5.8. Pesquisas referentes à eficiência das ligações de paredes

Neste subitem serão apresentadas de forma sucinta apenas as pesquisas desenvolvidas por Lissel, Shrive e Page (2000), Camacho et al. (2001) e Silva (2003), por apresentarem os procedimentos adotados na maioria das pesquisas realizadas com intuito de verificar a eficiência das ligações entre paredes. Entretanto, ressalta-se que também foram executadas pesquisas com outras geometrias de corpo de prova, como o trabalho de Drysdale, El-Dakhkhni, Kolodziejewski (2008). Contudo, devido à complexidade das mesmas, estas não serão mencionados nesta tese. A abordagem destas pesquisas visa subsidiar a elaboração do ensaio

de um modelo de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados.

2.5.8.1. Pesquisas realizadas por Lissel, Shrive e Page

Lissel, Shrive e Page (2000) ao realizarem um trabalho experimental com intuito de estudar paredes diafragmas protendidas com cabos de aço não-aderentes perceberam que o tipo de amarração influenciava no comportamento e na resistência das mesmas. Diante desta constatação, decidiram realizar ensaios em corpos de prova com seção transversal em “H” buscando analisar a influência da amarração na resistência da ligação alma-flange. Os corpos de prova foram executados com tijolos de acordo com a norma australiana e argamassa comum. Dois tipos de fibras de vidro poliméricas (GFRP 60 E GFRP 120) foram empregados como material alternativo nos conectores para a amarração indireta. Os corpos prova foram confeccionados com cinco combinações diferentes de amarração e, a força aplicada nos flanges foi equivalente à força normal de um pavimento. O formato e aplicação das cargas encontram-se ilustrados na Figura 23.

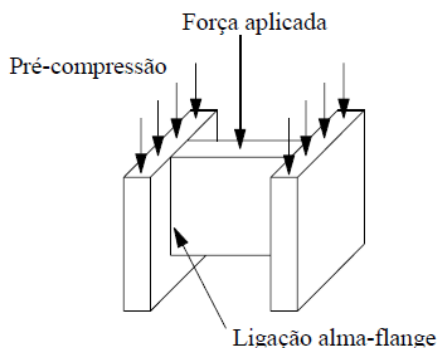


Figura 23 - Esquema dos ensaios realizados por Lissel, Shrive e Page.
Fonte: Lissel, Shrive e Page (2000).

Os resultados obtidos por esta pequena série de ensaios indicaram que o Intertravamento mecânico proporciona uma significativa vantagem estrutural em comparação a amarração indireta. Isto porque as forças aplicadas nos corpos de prova com amarração direta foram, em média, três vezes maiores as aplicadas nos corpos com amarração indireta.

2.5.8.2. Pesquisas realizadas no Brasil

No Brasil, Camacho et al. (2001) e Silva (2003c) desenvolveram pesquisas experimentais englobando corpos de prova com seção transversal em “H” e prismas tipo “cavalete”. Os primeiros ensaios tinham por objetivo a análise da transferência das ações verticais entre paredes de diferentes amarrações, em especial a indireta. Os ensaios de cisalhamento de prismas do tipo “cavalete” foram realizados para levantar uma correlação entre a resistência desses elementos e a resistência da ligação por amarração indireta. Em todos os ensaios realizados por Camacho et al. (2001) foram empregadas unidades cerâmicas em escala reduzida (1:3), enquanto Silva (2003c) utilizou unidades cerâmicas na escala natural (1:1) com dimensões homólogas.

Os corpos de prova com seção transversal em “H” foram confeccionados sobre vigas de concreto, porém, a borda inferior da parede central encontrava-se livre. No caso dos experimentos de Camacho et al. (2001) foram utilizadas três tipos de amarração na ligação: amarração direta sem graute no encontro (PHDSG), amarração direta com graute (PHDCG) e amarração indireta através de grampos e graute (PHICG). Os corpos de prova em escala natural de Silva (2003c) são construídos do tipo (PHDSG) e (PHICG). Em ambas as pesquisas o carregamento vertical foi introduzido apenas sobre a parede central, para que toda a força fosse transferida aos flanges através da ligação.

Camacho et al. (2001) concluíram, para a escala reduzida (1:3), que a amarração indireta com a utilização de grampos apresentou vantagens em relação à amarração direta. A força de ruptura foi ligeiramente superior, sendo a sua ruptura dúctil, sem a separação das paredes. A fissuração foi menor e mesmo após a ruptura, caracterizada pelo deslocamento excessivo e pela pequena queda da força aplicada, a capacidade de carga permaneceu praticamente constante. Contudo Silva (2003c), verificou que na escala natural (1:1) a amarração direta leva a uma força de ruptura 50% superior à obtida com a amarração indireta. No entanto, a vantagem da amarração indireta em relação à forma de ruptura permanece na escala natural (1:1), ou seja, esta é dúctil sem a separação das paredes.

Em relação aos prismas tipo “cavalete”, executaram-se corpos de prova na escala (1:3) e (1:1) para a avaliação do cisalhamento na junta da ligação indireta. O cavalete foi totalmente grauteado, com a colocação do grampo metálico na junta intermediária em ambos os lados. O carregamento vertical foi introduzido apenas na parede central e a força de ruptura média obtida foi de aproximadamente 8,03 kN para a escala

(1:3) e de 51,22 kN para a escala (1:1). Assim como nos corpos de prova com seção transversal em “H”, o comportamento da ruptura é dúctil, caracterizado pelo esmagamento da argamassa na junta vertical.

Os pesquisadores constataram que apesar do comportamento deste prisma ter sido similar ao do corpo de prova com amarração indireta, é necessária uma investigação experimental mais ampla que leve a relações mais seguras. Até porque, de acordo com Capuzzo Neto (2005), no caso dos corpos de prova, pode ter ocorrido uma maior influência da flexão no seu comportamento.

2.5.9. Considerações finais

Em relação à interação entre paredes de alvenaria estrutural, diante do exposto, observa-se que ela se encontra presente tanto na existência de esforços verticais quanto de esforços horizontais. Entretanto, este fenômeno não é totalmente compreendido, uma vez que grande parte dos estudos têm se dedicado a avaliação de alvenarias executadas com ligações baseadas na amarração direta. No caso das paredes conectadas por meio de amarrações indiretas, este fenômeno apesar de existir apresenta-se com menos intensidade e encontra-se pouco compreendido, devido, segundo Capuzzo Neto (2000 e 2005), ao desconhecimento da eficiência deste tipo de ligação.

Os procedimentos recomendados para avaliar tanto a ligação entre paredes quanto a interação entre elas, apresentam-se de forma semelhante, sendo através do ensaio de corpos de prova de formatos variados submetidos a aplicação de um carregamento vertical sobre a parede central. Dentre os formatos de corpos de prova utilizados nestes ensaios destaca-se o corpo de prova com seção transversal em “H”, uma vez que este possibilita menor excentricidade na aplicação de cargas. Outro fator relevante refere-se à forma de ruptura constatada por diversos pesquisadores, sempre devido à alta concentração de tensões no topo da parede central, próximo a região da aplicação da carga. Na região relativa às ligações entre painéis, independentemente do tipo (amarrações direta ou indireta), tanto o aparecimento de fissura como a ruptura ocorrem devido à presença de tensões de cisalhamento.

2.6. MODELAGEM NUMÉRICA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

A alvenaria não armada pode ser considerada um material heterogêneo e anisotrópico e as suas propriedades podem ser influenciadas por diversos fatores, tais como: dimensões e geometria das seções transversais das unidades, espessura das juntas, propriedades das unidades e das argamassas, propriedades da interface unidade/argamassa, tipo de amarração utilizada, etc. A complexidade inerente à alvenaria resulta em um grande esforço computacional necessário para a realização de uma análise numérica detalhada, induzindo a adoção de diferentes graus de simplificações de acordo com o objetivo desejado [Peleteiro (2002), Capuzzo Neto (2005)].

Neste subitem abordam-se os aspectos referentes à modelagem numérica pelo método de elementos finitos (MEF). A adoção deste método se deve à complexidade do elemento estrutural a ser avaliado e a versatilidade e viabilidade de sua utilização na época atual. Em Peleteiro (2002), pode-se encontrar um estado da arte sobre o assunto, com uma extensa bibliografia.

2.6.1. Tipos de modelagens

A alvenaria estrutural não armada é um material composto por unidades e argamassa que apresenta diferentes propriedades direcionais, devido principalmente às juntas de argamassa que se constituem em planos de falha, ao longo dos quais pode se iniciar e se propagar o processo de ruptura. Em geral, a representação numérica da alvenaria pode se concentrar na micromodelagem dos componentes individuais, na micromodelagem discretizada das unidades e da argamassa ou na macromodelagem da alvenaria como um material composto. (Lourenço, 1996). Dependendo do nível de precisão e simplicidade desejada é possível, segundo Capuzzo Neto (2005), a utilização das estratégias de modelagem ilustradas na Figura 24 e descritas a seguir:

- Micromodelagem detalhada (Figura 24b): As unidades e a argamassa são representadas por elementos contínuos e a interface por elementos descontínuos;

- Micromodelagem simplificada tipo I (Figura 24c): As unidades e a argamassa são representadas por elementos contínuos e a ligação unidade-argamassa considerada perfeita (desprezo da interface);

- Micromodelagem simplificada tipo II (Figura 24d): As unidades com suas dimensões expandidas são representadas por elementos

contínuos e o comportamento das juntas de argamassa e da interface acumulados em elementos descontínuos; e,

- Macromodelagem (Figura 24e): Unidades, argamassa e interface unidade-argamassa são consideradas em conjunto, como um meio contínuo.

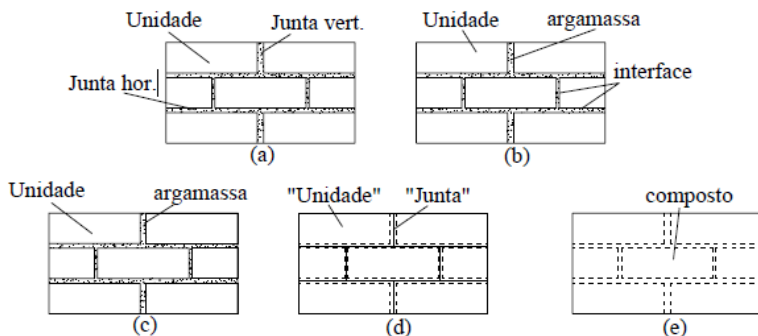


Figura 24 – Técnicas de modelagem da alvenaria: (a) Exemplar da alvenaria; (b) Micromodelagem; (c) Micromodelagem simplificada tipo I; (d) Micromodelagem simplificada tipo II; e, (e) Macromodelagem. Fonte: Capuzzo Neto (2005).

Na micromodelagem detalhada são consideradas as propriedades elásticas e, em alguns casos, as inelásticas tanto das unidades quanto da argamassa. A interface unidade-argamassa é representada por elementos descontínuos, constituindo um plano potencial de fissuração/deslizamento. A adoção da micromodelagem permite um estudo minucioso da ação combinada entre a unidade, a argamassa e a interface, com a sua representação detalhada, porém, esta pode levar a modelos complexos, demandando uma grande quantidade de parâmetros de materiais e um grande esforço computacional. Este tipo de modelagem é recomendado para análise de comportamentos localizados em estruturas de pequeno porte [Lourenço (1996); Capuzzo Neto (2005)].

Na micromodelagem simplificada tipo I, tanto as unidades quanto a argamassa são representados por elementos contínuos, sendo consideradas suas propriedades elásticas e/ou inelásticas. Na representação da interface não são adotados elementos descontínuos, pois a ligação entre a argamassa e a unidade é assumida como perfeita. Este fato induz a sua não utilização em situações onde o deslizamento ou a abertura das juntas seja um fator determinante para o comportamento da estrutura analisada. Neste caso, o esforço computacional necessário ainda é considerado razoável. (Capuzzo Neto, 2005).

Na micromodelagem simplificada tipo II, as unidades são simuladas por modelos contínuos, sendo consideradas as propriedades lineares e, em alguns casos, as propriedades não lineares. Em relação à argamassa, esta é substituída por uma interface média representada por elementos descontínuos que permitem reproduzir os planos potenciais de fissuração/deslizamento. O esforço computacional ainda é elevado, porém inferior ao da micromodelagem detalhada. A geração de elementos descontínuos em arranjos complexos, como os modelos tridimensionais, pode se mostrar de difícil execução [Lourenço (1996); Capuzzo Neto (2005)].

Na macromodelagem não são distintas as unidades, a argamassa e a interface, ou seja, adota-se um único elemento heterogêneo, contínuo e anisotrópico (ou isotrópico por simplificação), capaz de representar um comportamento médio da alvenaria. Neste caso, o esforço computacional pode ser bastante reduzido, tornando viável a sua utilização na análise de grandes estruturas. Contudo, este método consegue simular apenas o comportamento global da estrutura, não sendo capaz de reproduzir concentrações de tensões, deslizamentos, etc [Lourenço (1996); Capuzzo Neto (2005)].

De acordo com Lourenço (1996), não é possível afirmar qual destas é a mais vantajosa, pois a escolha deve ser determinada com base no objetivo desejado e nas limitações inerentes a cada tipo de modelagem. Entretanto, um modelo acurado, segundo o pesquisador, deve ser capaz de representar os seguintes mecanismos de ruptura característicos da alvenaria (Figura 25).

- a) Fissuração da junta por tração direta;
- b) Deslizamento ao longo da junta na presença de baixas compressões;
- c) Fissuração da unidade por tração;
- d) Fissuração por tração diagonal da unidade, na presença de compressão suficiente para desenvolver atrito nas juntas; e,
- e) Esmagamento da alvenaria, caracterizada pelo fendilhamento da unidade, induzida pela expansão da argamassa na presença de alta compressão.

Estes mecanismos abordam apenas o comportamento plano das paredes, não sendo observada a existência de mecanismo de ruptura em planos diferentes, que é o caso da intersecção de paredes e painéis em alvenaria.

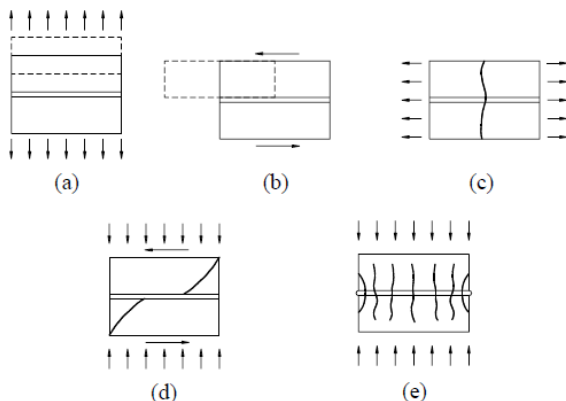


Figura 25 - Mecanismos de ruptura da alvenaria. Fonte: Lourenco (1996).

2.6.2. Tipo de análise: bidimensional ou tridimensional

Uma das principais simplificações adotadas numa modelagem numérica de paredes em alvenaria estrutural consiste na sua representação por suas superfícies médias. Este tipo de simulação do comportamento de paredes utilizando elementos em estado plano de tensões tem sido amplamente empregado com sucesso em diversas pesquisas [Lourenço (1996); Dhanashekar et al. (1985), entre outros]. Contudo, em certos casos mostra-se necessária a utilização de elementos tridimensionais, como por exemplo, no estudo da distribuição tridimensional de tensões em prismas e paredes constituídos de unidades vazadas de concreto [Kalil et al. (1987), Sayed-Amed e Shrive (1995, 1996a e 1996b) e Yi e Shrive (2000) e Yi (2001)].

Vekemans e Arce (1993) constataram que modelos bidimensionais não são capazes de representar com eficiência o comportamento das paredes em "T", chegando ao ponto de não preverem as deformações reais da ligação parede-flange, de modo a não possibilitar a verificação da distribuição das tensões ao longo do flange ou mesmo sua possível fissuração. Ali et al. (2000) realizaram uma análise numérica tridimensional de paredes ortogonais considerando o comportamento não linear da alvenaria. Os resultados obtidos demonstraram uma boa correlação entre os valores numéricos e os experimentais para as forças de ruptura e o padrão de fissuração foi compatível com os ensaios realizados anteriormente.

Peleteiro (2002) realizou uma análise numérica de corpos de prova com seção transversal em "H" utilizando uma modelagem tridimensional

(elementos de casca), com a inclusão do comportamento não linear da unidade e da argamassa separadamente (micromodelagem), com o qual obteve valores coerentes para as forças de ruptura e fissuração. Entretanto, os deslocamentos relativos após a fissuração divergiram dos obtidos experimentalmente, não sendo possível se observar a separação entre a parede central e os flanges, verificada no ensaio.

2.6.3. Natureza da análise: linear ou não linear

A análise numérica pelo método de elementos finitos pode ser linear ou não linear, sendo a principal diferença entre os dois métodos a capacidade de processamento de dados.

O método linear, segundo Page (1978), pode ser aplicado à alvenaria estrutural na determinação de deformações sob baixos níveis de tensões, porém, não se devem esperar bons resultados em altos níveis de tensões e em casos em que deve ocorrer a sua redistribuição. O limite considerado viável à sua aplicação, com base em Drysdale et. al. (1994) e Hendry et. al. (1981), corresponde ao intervalo entre 50% e 75% da tensão de ruptura da unidade cerâmica. Este método pode ainda ser associado a um comportamento isotrópico do material, que é o modelo mais simples, ou ortotrópico, que é o modelo que representa a anisotropia observada na alvenaria. Contudo, no segundo caso, será necessário um número maior de parâmetros, que muitas vezes não são disponíveis.

A análise não linear, por sua vez, pode ser útil na realização de comparações de diferentes arranjos de ensaios (Riddington et. al, 1977). Entretanto, esta análise encontra-se subdividida em três grupos em função de suas causas. Segundo Capuzzo Neto (2005), estes grupos são:

- Não linearidade geométrica: O equilíbrio é estabelecido na configuração deformada da estrutura, levando-se em conta os deslocamentos e as deformações, o que gera novos esforços na estrutura, os denominados efeitos de segunda ordem;

- Não linearidade do material: Relacionado à mudança de propriedades do material a um determinado estado de tensão; e,

- Não linearidade de contato: Relacionado às mudanças de condições de contorno de acordo com a evolução do carregamento. Essas mudanças podem ocorrer quando duas ou mais superfícies, da mesma estrutura ou de estruturas diferentes, fazem ou perdem contato entre elas. Outra situação refere-se ao deslizamento relativo entre duas superfícies da mesma estrutura ou de estruturas adjacentes.

2.6.4. Considerações finais

A revisão bibliográfica demonstra que a definição do tipo de modelagem a ser utilizada encontra-se diretamente relacionada ao objetivo que se pretende alcançar. Entretanto, deve-se encontrar um equilíbrio entre o aporte tecnológico disponível, o tempo necessário para solução e a precisão dos resultados obtidos, para que não ocorram demasiadas frustrações durante esta etapa. Desse modo, devido à complexidade do protótipo experimental (corpo de prova com seção transversal em "H"), nesta pesquisa será adotada a micromodelagem simplificada sem a consideração do comportamento das interfaces argamassa-unidade cerâmica e aço-argamassa. A abordagem de tal procedimento visa viabilizar a realização de uma análise tridimensional não linear (considerando-se, neste caso, o comportamento não linear dos materiais e da geometria) de um modelo de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados no programa Ansys, amplamente empregado em pesquisas científicas. Os resultados das tensões serão expressos em MPa com intuito de compatibilizar os dados fornecidos pelo programa com a norma nacional vigente.

Uma abordagem mais abrangente sobre os procedimentos adotados durante a etapa de análise numérica será realizada no Capítulo 5.0, no qual serão apresentados também as conclusões e os resultados obtidos.

CAPÍTULO 3

O MODELO DE LIGAÇÃO E A CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAS E COMPONENTES

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são abordados tanto o estudo, a concepção e a definição do modelo ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados quanto os procedimentos de ensaios empregados na caracterização dos materiais e componentes utilizados na sua confecção. Para tornar compreensível os fatores que auxiliaram na definição do modelo de ligação, inicialmente, são apresentadas todas as versões das famílias de painéis, destacando as suas principais características. A seguir, com base em cada versão das famílias de painéis, serão expostas, dentre os modelos de ligação propostos, as características, vantagens e desvantagens dos que se adequam ao tema desta pesquisa. Ao final desta etapa, expõe-se os fatores que influenciaram na definição do modelo de ligação avaliado nesta pesquisa.

A seguir, encontram-se expostos todos os procedimentos adotados na caracterização dos materiais e componentes empregados na composição do modelo avaliado de ligação entre painéis, sendo exibidas, ao final e na forma de Tabelas, as principais propriedades e características observadas.

Os dados obtidos ao longo deste capítulo serviram de subsídio tanto para a elaboração do programa experimental e da análise numérica quanto para a análise dos resultados obtidos nestas etapas. Em outras palavras, para a compreensão tanto do comportamento do conjunto painel-ligação quanto da forma de ruptura dos corpos de prova com seção transversal em “H” (configuração de corpo de prova usualmente empregado na análise das interfaces de painéis de alvenaria).

3.2. ESTUDO, CONCEPÇÃO E DEFINIÇÃO DO MODELO DE LIGAÇÃO A SER AVALIADO

O processo de concepção e definição do modelo avaliado de ligação foi embasado tanto na revisão bibliográfica referente a painéis cerâmicos pré-fabricados e pré-moldados e suas formas de ligação quanto na evolução conceitual do processo construtivo proposto pelo Grupo de Desenvolvimento de Sistemas em Alvenaria da Universidade Federal de Santa Catarina (Figuras 26, 27 e 28). Esse processo construtivo consiste na execução de painéis estruturais cerâmicos confeccionados fora do local de sua utilização final. Em todas as versões das famílias de painéis foram adotadas unidades cerâmicas estruturais de 06 MPa de resistência característica (valor especificado pelo fabricante).

A primeira versão das famílias de painéis (Figura 26), apresentada na tese de Guimarães César em 2007, baseou-se na execução de painéis de alvenaria com bordas de reforço em argamassa armada, cujas juntas foram confeccionadas com uma argamassa polimérica. O uso dessa argamassa possibilitou a realização de juntas extremamente finas (inferior a 05 mm). Essas famílias foram empregadas na construção do protótipo habitacional situado junto ao Laboratório de Materiais da Construção Civil (LMCC), o qual está sendo utilizado atualmente como seu anexo. As dimensões das famílias de painéis são 1200 mm para o comprimento e variam de 2400 mm a 2800 mm para a altura. Em relação as ligações, a existência das bordas de reforço possibilitou a proposição de diversos modelos (Figuras 29 a 37) tanto rígidos quanto flexíveis, sendo todos fundamentados em processos construtivos em painéis arquitetônicos em concreto.

A segunda versão das famílias de painéis (Figura 27) pode ser descrita como uma evolução da proposta anterior, porém, muito similar as famílias de painéis do processo construtivo “Jet Casa” avaliado pelo IPT, ou seja, o painel possuía bordas e juntas de reforço em concreto armado. As juntas de argamassa, neste caso, possuíam 05 mm de espessura e eram executadas com argamassa convencional. Estas famílias não chegaram a sair do campo das hipóteses devido, em parte, a sua complexidade e ao grande número de processos envolvidos na etapa de sua fabricação. As dimensões das famílias de painéis variam de 1200 mm a 3600 mm para o comprimento e de 2400 mm a 2800 mm para a altura. Estes também podem ser confeccionados com as aberturas referentes a portas ou janelas. Em relação a ligação, foi proposto um único modelo (Figura 38) que consistiu na execução de alças de içamento que também

serviriam como armadura de espera para realizar a ligação painel-laje (pós-ancoragem).

A terceira e atual versão das famílias de painéis (Figura 28) foi desenvolvida visando minimizar os processos envolvidos na sua fabricação, ou seja, buscou-se nessas famílias propiciar a diminuição do tempo e o aumento do controle da qualidade. A estratégia adotada foi a confecção dos painéis na vertical sobre vigas de concreto armado ou em concreto reforçado com fibras. Isto possibilitou a eliminação das juntas e/ou bordas de reforço. Para compensar esta ausência o GDA tem se dedicado a busca de um traço de argamassa de assentamento que proporcione ao conjunto argamassa-unidade cerâmica um desempenho elevado de resistência de aderência à tração sem prejuízo da sua resistência à compressão. Essas famílias de painéis possuem juntas de argamassa com aproximadamente 05 mm de espessura e uma placa de argamassa armada com 20 mm de espessura situada na junta que antecede a última fiada. A função desta placa visa possibilitar a união entre as lajes e os painéis por meio do grauteamento de barras de aço posicionadas no interior das unidades cerâmicas, as quais servirão de armaduras de espera. As dimensões das famílias de painéis variam de 1200 mm a 3600 mm para o comprimento e de 2400 mm a 2800 mm para a altura. Estes também podem ser executados com as aberturas referentes a portas ou janelas. Em relação as ligações, apesar da ausência de juntas e/ou bordas de reforço se tornar um fator limitante a proposição de modelos, foram concebidas duas opções para realizar a ligação entre painéis (Figuras 39 e 40).

A seguir, será apresentado um breve comentário sobre todas as ligações propostas visando mostrar as suas vantagens e as suas desvantagens. Ao final, será exposto os fatores que influenciaram na definição do modelo de ligação avaliado nesta pesquisa.

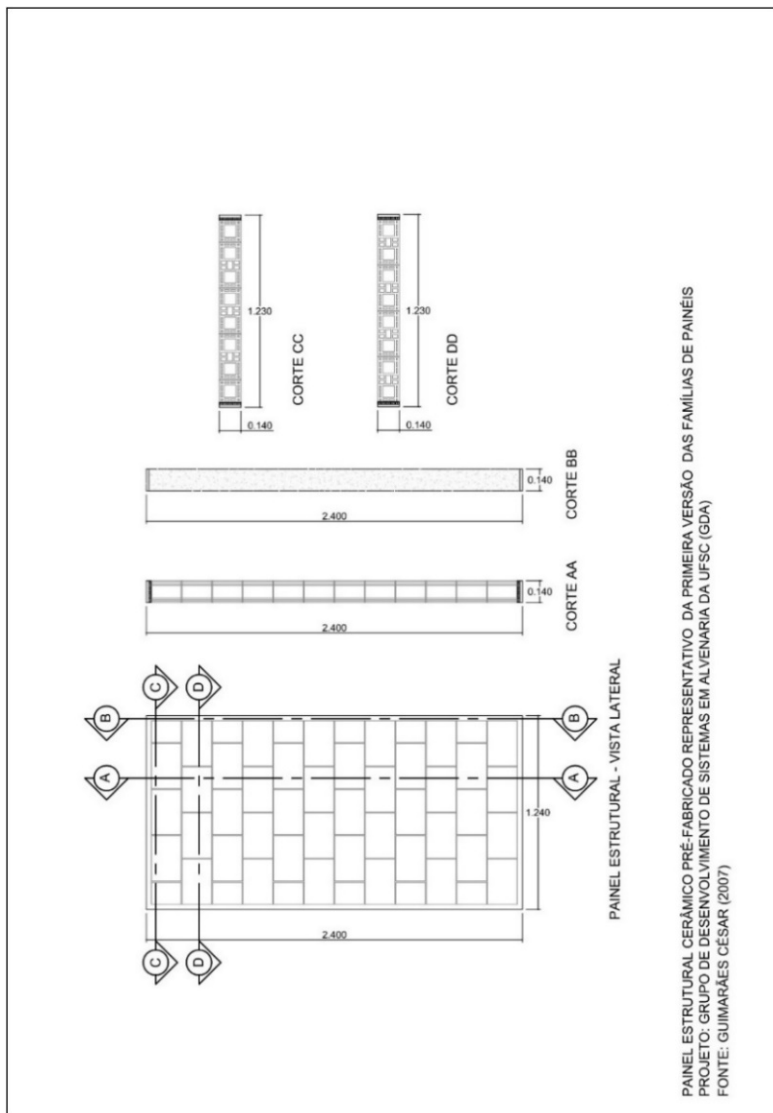


Figura 26 – Primeira versão das famílias de painéis estruturais cerâmicos pré-moldados, concebido em 2007 pelo GDA. Fonte: Guimarães César (2007).

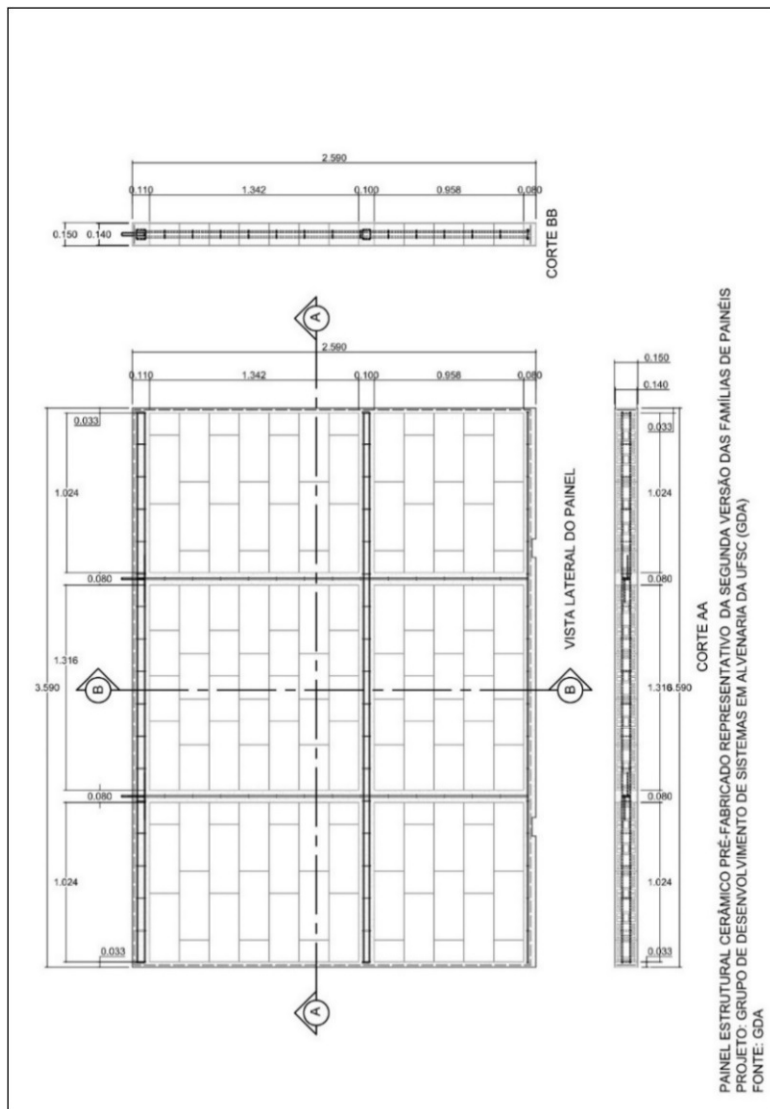


Figura 27 - Segunda versão das famílias de painéis estruturais cerâmicos pré-moldados, concebido em 2010 pelo GDA. Fonte: GDA (2010).

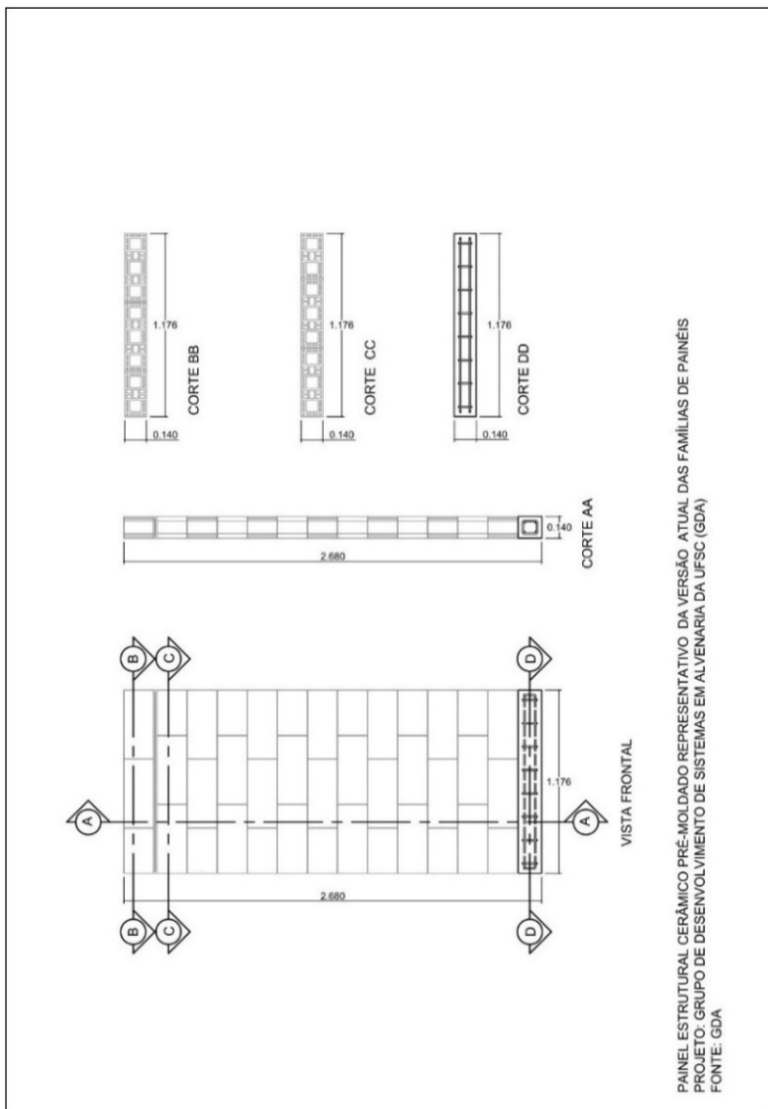


Figura 28 – Atual versão das família de painéis estruturais cerâmicos pré-moldados, concebido em 2011 pelo GDA. Fonte: GDA (2011).

3.2.1. Modelos de ligações propostos para atuar em conjunto com a primeira versão das famílias de painéis cerâmicos estruturais

Neste subitem são apresentados os modelos de ligação propostos para atuarem em conjunto com a primeira versão das famílias de painéis, ou seja, a versão estudada por Guimarães César (2007). Ao total foram sugeridas 8 opções, sendo, com base em Schultz (1994) e na apostila da Unicamp (S.D.), 5 modelos flexíveis e 3 rígidos. Apesar das 3 versões das ligações rígidas (Figuras 33, 34 e 35) se encontrarem expostas estas não serão abordadas neste subitem, pois destinam-se apenas a realizar a ligação painel-laje ou painel-piso, ou seja, elas não se enquadram ao tema desta pesquisa. Em relação aos modelos de ligações flexíveis, o mesmo ocorre em relação a opção ilustrada na Figura 32, pois foi proposta apenas possibilitar a ligação da base dos painéis de grandes dimensões ao piso ou laje. Em outras palavras, neste subitem serão expostas apenas as opções 1, 2, 3 e 8 por serem considerados adequados ao tema desta pesquisa.

A primeira opção (Figura 29) foi concebida visando acelerar a produção da edificação através da redução do número de processos envolvidos na montagem dos painéis. Esse modelo de ligação foi desenvolvido para realizar apenas a união da base do painel com o piso ou laje do pavimento inferior e com a base de outro painel. Para possibilitar este ganho propôs-se uma evolução aos modelos de ligações parafusadas (opção 2 e 3) que consistiu na eliminação da união entre o painel e o piso ou laje do pavimento inferior por meio de parafusos ou chapas soldadas. Isso foi possível devido a configuração das chapas fixas tanto a base do painel quanto ao piso ou a laje do pavimento inferior, permitindo que a união entre elas ocorra por meio de um simples encaixe. Para a utilização desse tipo de ligação mostra-se necessário a atenção as tolerâncias modulares, a existência de bordas e estruturas de reforço nos painéis com resistência suficiente para suportar uma possível concentração de forças na presença de um evento acidental e um nivelamento adequado da superfície de apoio dos painéis. Em relação as chapas, tanto as utilizadas nos painéis quanto na laje, podem ser fixas por meio de parafusos (pós-ancoragem) ou barras de aço soldadas (pré-ancoragem).

A segunda opção (Figura 30) foi desenvolvida com intuito de simplificar o processo de montagem de painéis no canteiro de obra. Esse modelo caracteriza-se por ser versátil, ou seja, pode ser utilizado tanto na base quanto no topo dos painéis, possibilitando inclusive a união de até quatro painéis distintos. Uma única chapa metálica permite que se realize

as uniões painel-piso ou painel-laje e painel-painel. Assim como na opção anterior, para sua utilização mostra-se necessário a atenção as tolerâncias modulares, a existência de bordas e estruturas de reforço nos painéis com resistência suficiente para suportar uma possível concentração de forças na presença de um evento acidental e um nivelamento adequado da superfície de apoio dos painéis. Esse modelo de ligação foi proposto inicialmente para a execução de edificações térreas ou com dois pavimentos, porém, ressalta-se que esse também pode ser utilizado para fixação de painéis de vedação em edifícios com “ossatura” em concreto armado ou aço.

A terceira opção (Figura 31) possui características tanto da primeira quanto da segunda, ou seja, ela é composta por duas chapas metálicas (uma fixa a base ou topo do painel e outra fixa ao piso ou laje) e possibilita a união de até quatro painéis distintos. As recomendações e as limitações para esse modelo são idênticas as das anteriores. Em relação as chapas metálicas, tanto as utilizadas nos painéis quanto na laje, podem ser fixas por meio de parafusos (pós-ancoragem) ou barras de aço soldadas (pré-ancoragem) e a união entre as duas pode ocorrer por meio de parafusos (Ligação flexível) ou soldas (ligação rígida).

A oitava opção (Figuras 36 e 37) consiste na utilização de uma chapa galvanizada perfurada fixa ao topo de painéis adjacentes por meio de parafusos. Esse modelo foi concebido exclusivamente para a execução de edificações térreas, sendo empregado na construção do protótipo habitacional situado junto ao Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC), o qual é utilizado atualmente como seu anexo. Esse modelo apresentou-se como um método simples e eficiente no canteiro de obra, porém, devido a fragilidade inerente a este tipo de ligação (em relação a um evento acidental) não se recomenda o seu uso para produção de edificações com muitos pavimentos.

Em relação as três primeiras opções, ressalta-se que a sua concepção foi norteadas pelas recomendações prescritas pela norma inglesa BS 5628:1992, ou seja, essas foram concebidas para suportar um quarto da carga resultante da aplicação de uma força distribuída de 30 kN/m^2 sobre um painel com 1200 mm de comprimento e 2800 mm de altura, apresentando uma deformação milimétrica. Em relação a configuração final das chapas, esta foi definida com auxílio da análise numérica, pois a evolução das famílias de painéis induziu que estas não passassem do campo das hipóteses. Diante disso, destaca-se que o principal fator limitante da utilização dessas na execução de edifícios altos é a dimensão máxima permitida para os painéis.

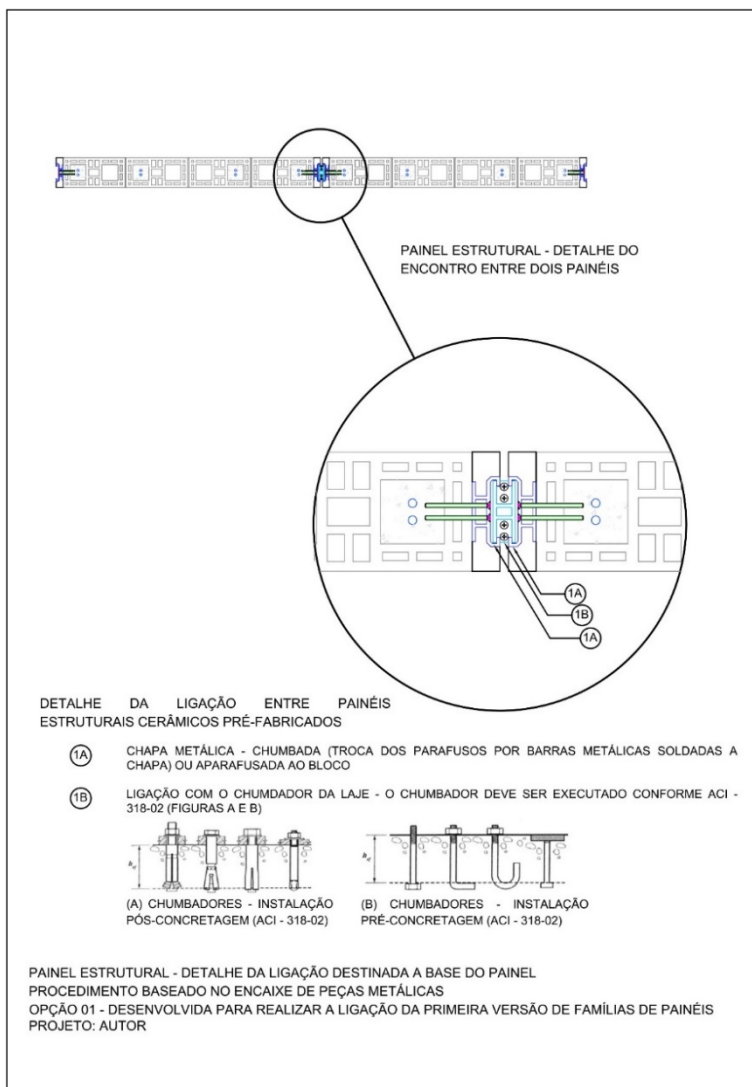


Figura 29 – Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.

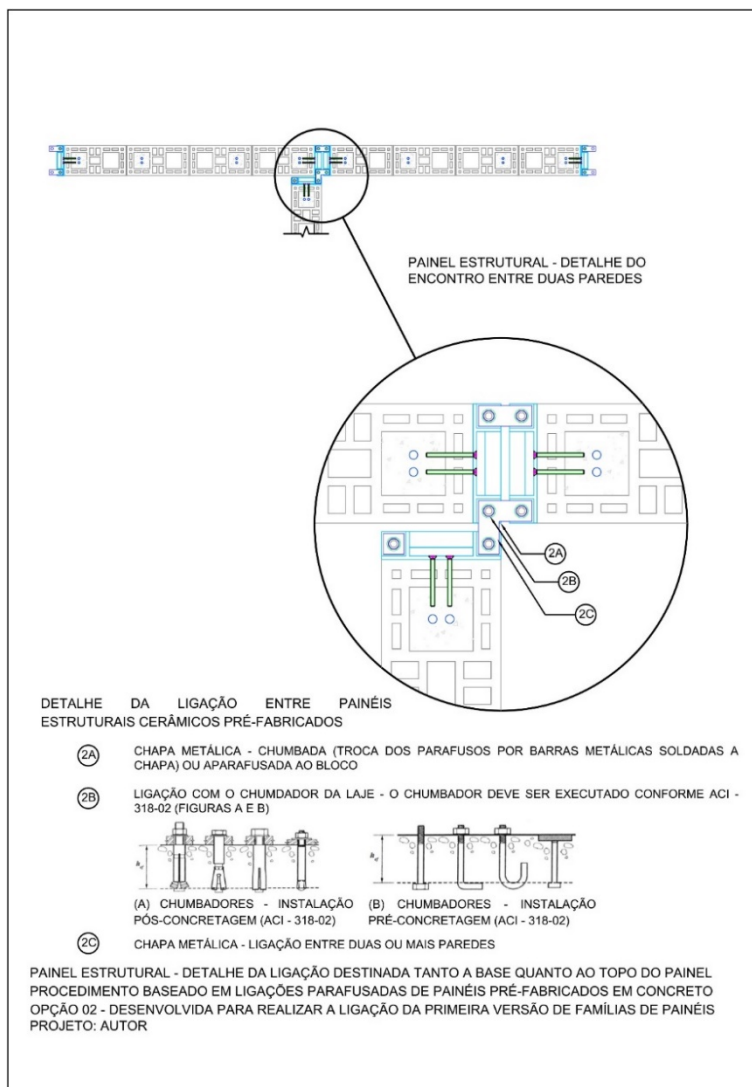


Figura 30 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.

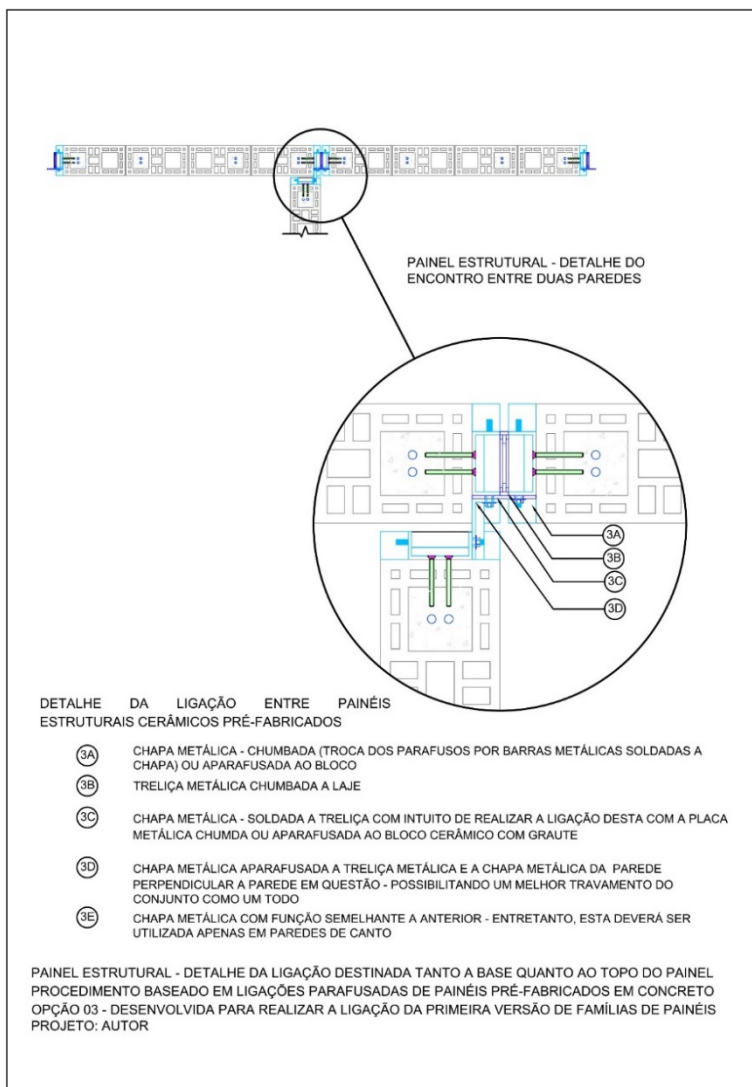


Figura 31 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.

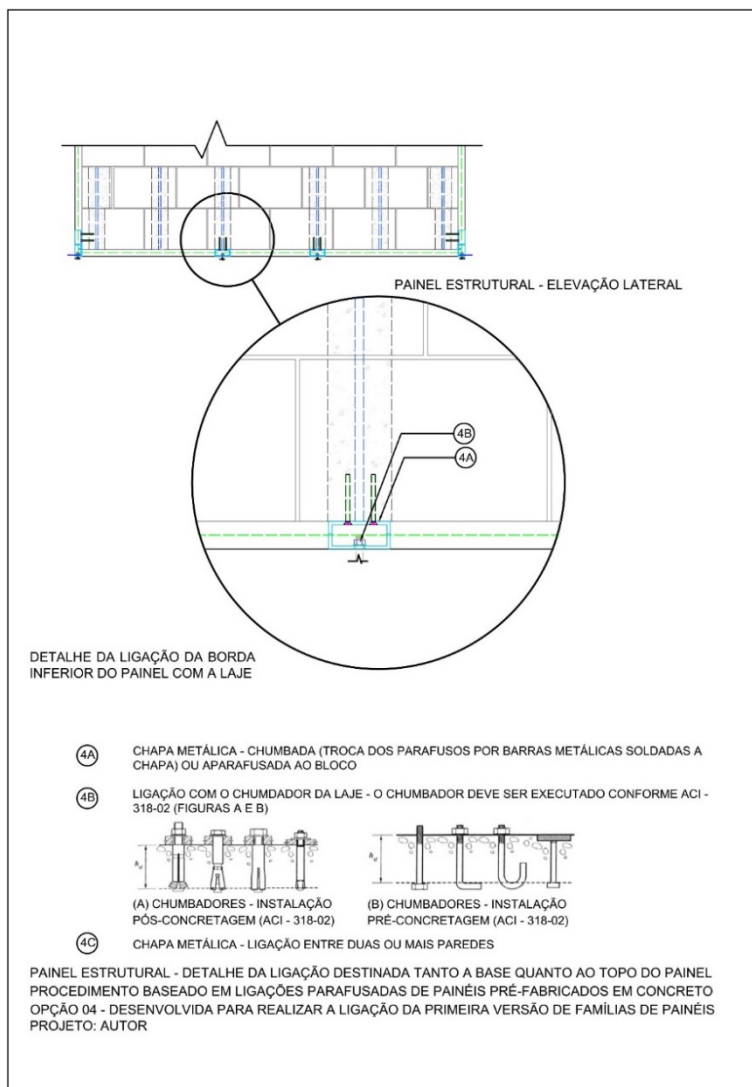


Figura 32 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.

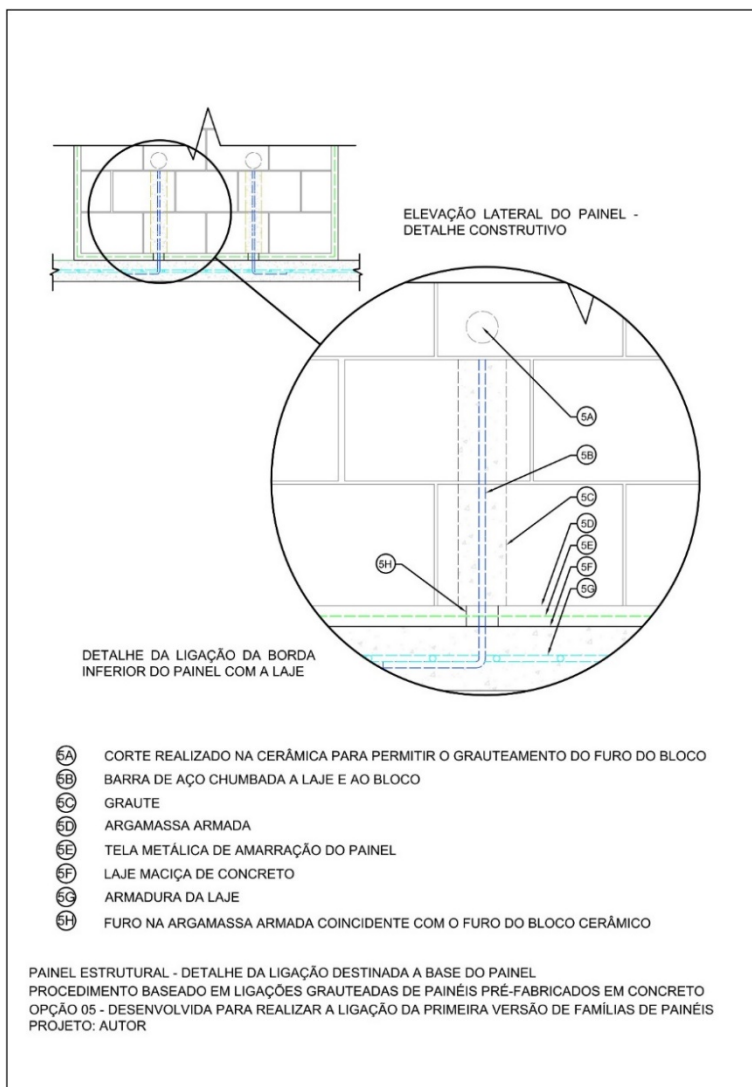


Figura 33 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.

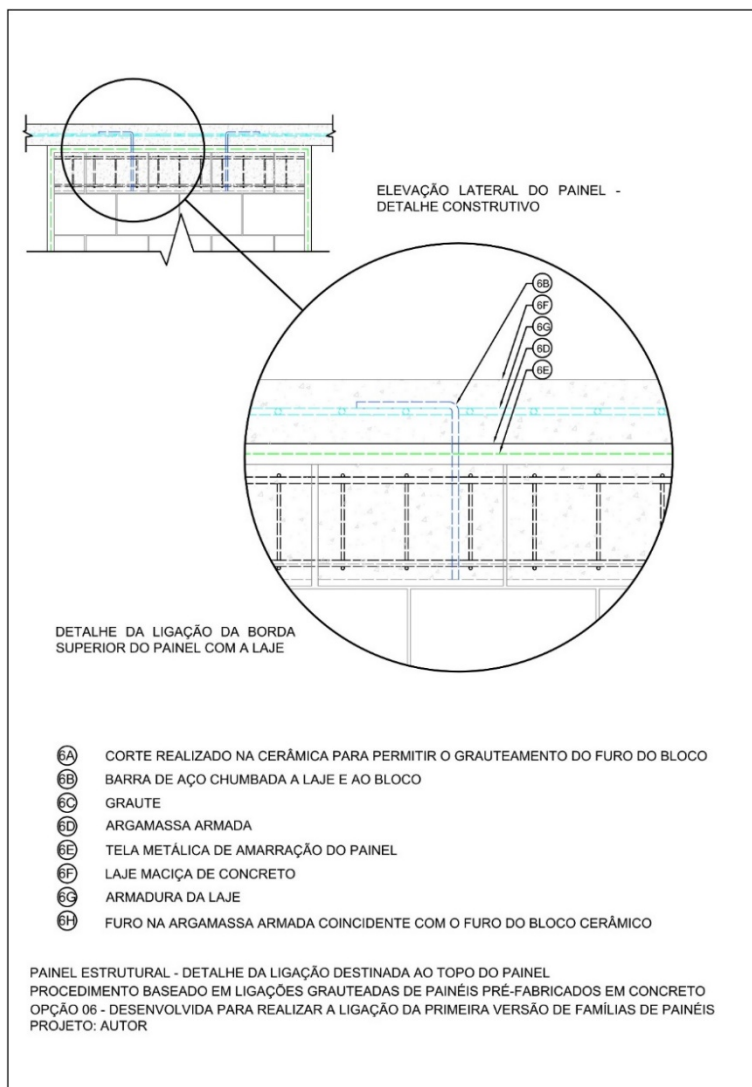


Figura 34 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.

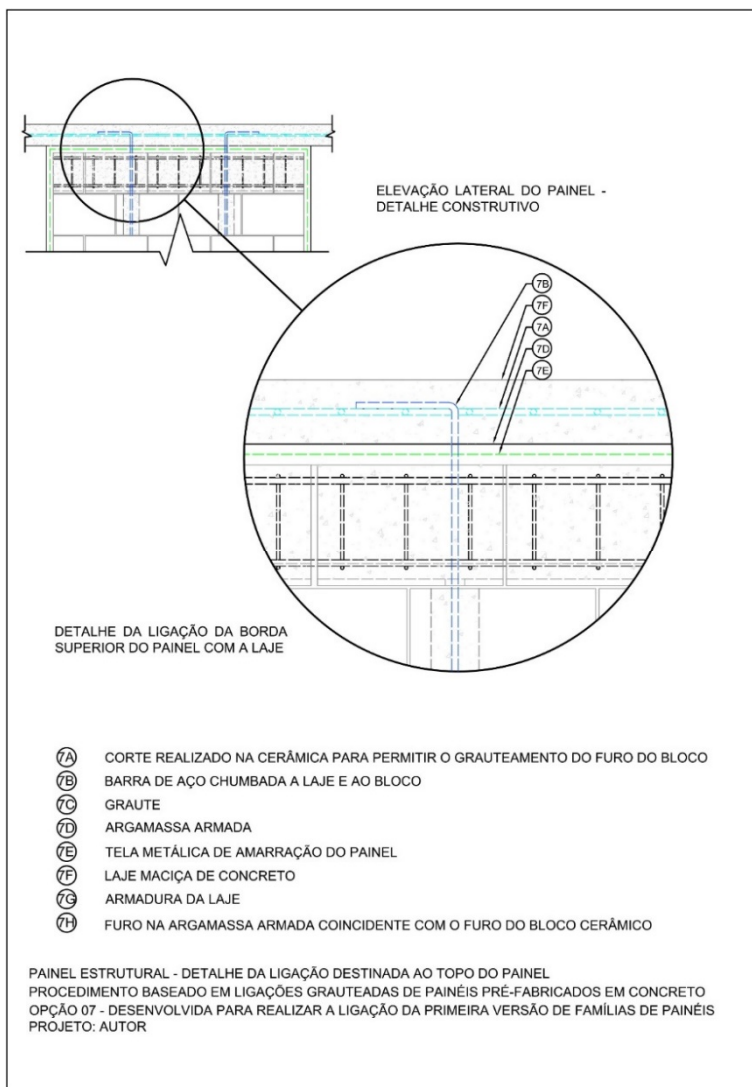


Figura 35 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.

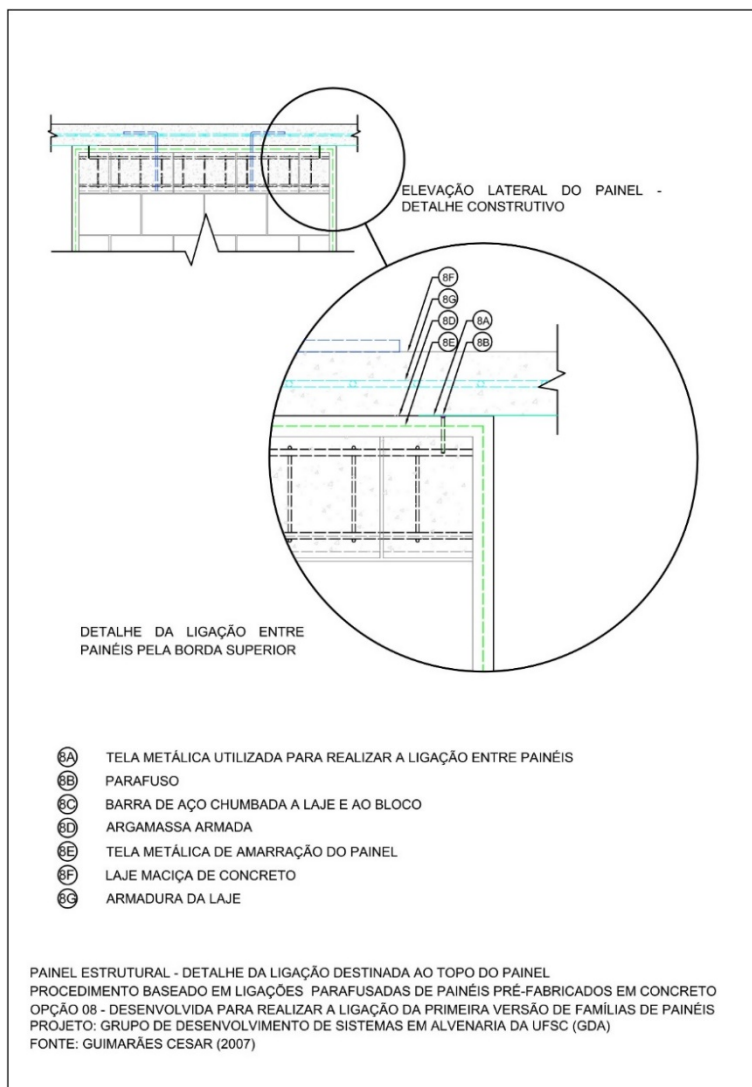


Figura 36 - Modelo de ligação desenvolvido pelo GDA para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: GDA.

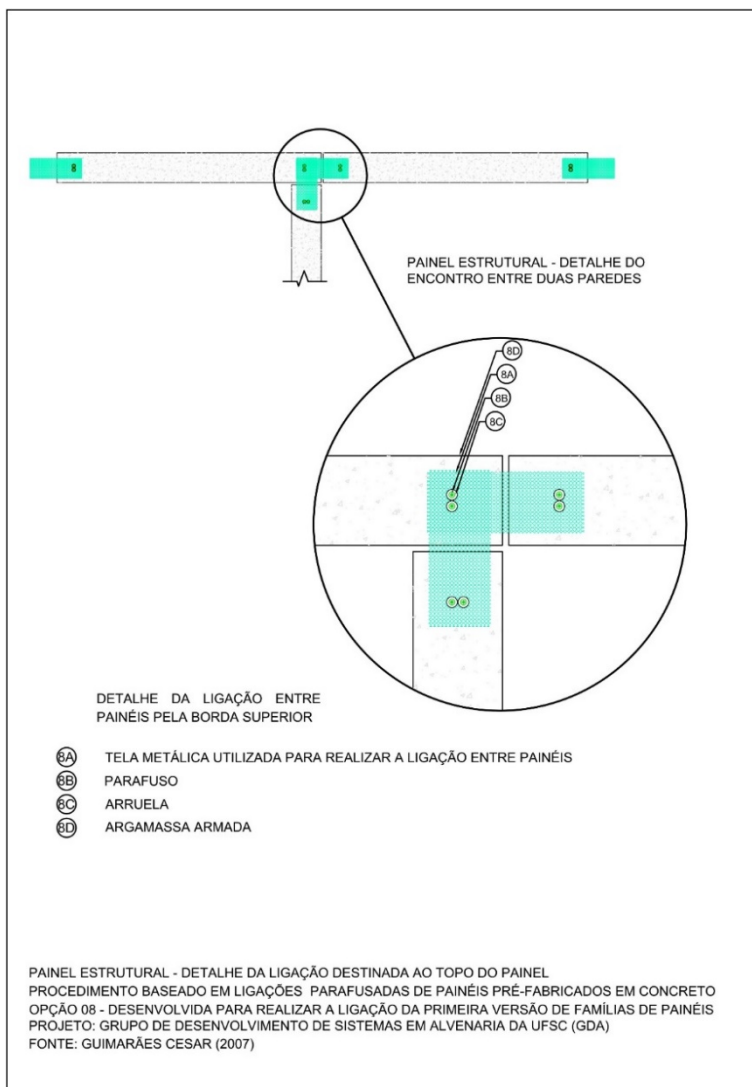


Figura 37 - Modelo de ligação desenvolvido pelo GDA para ser utilizado com a primeira versão das famílias de painéis. Fonte: GDA.

3.2.2. Modelo de ligação proposto para atuar em conjunto com a segunda versão das famílias de painéis cerâmicos estruturais

O modelo proposto (Figura 38) para atuar em conjunto com a segunda versão das famílias de painéis assemelha-se as opções de ligações rígidas mencionadas no subitem anterior (Figuras 33, 34 e 35), ou seja, ele destina-se a realizar a ligação painel-laje. Desse modo, optou-se apenas por apresentar esse modelo no Apêndice A, mesmo esse não se enquadrando ao tema desta pesquisa.

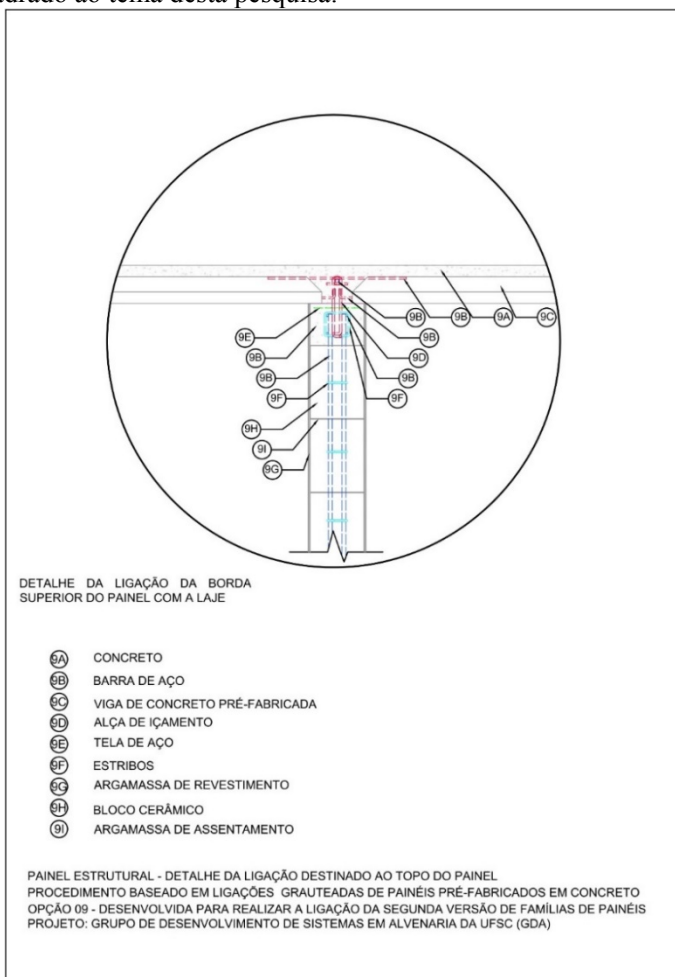


Figura 38 - Modelo de ligação desenvolvido pelo GDA para ser utilizado com a segunda versão das famílias de painéis. Fonte: GDA.

3.2.3. Modelos de ligação propostos para atuar em conjunto com a atual versão das famílias de painéis cerâmicos estruturais

A primeira opção (Figura 39) proposta consistiu na união entre os painéis através da utilização de uma argamassa epóxi desenvolvida inicialmente para confeccionar a atual versão das famílias de painéis. Esta argamassa apresentou bons resultados em relação a resistência à compressão e de aderência à tração na flexão em temperatura ambiente. Entretanto, ao longo desta pesquisa constatou-se uma falha inerente a este material, a sua baixa resistência a temperaturas elevadas. Em caso de incêndio, com base na ISO 834-1:1999, as temperaturas tendem a variar de 400°C a 1200°C e a resina estudada possuía resistência até aproximadamente 62°C, após este limite esta apresentava uma mudança de estado. Este fato inviabilizou a sua utilização tanto na confecção dos painéis quanto como elemento de ligação.

A segunda opção (Figura 40), com base nas ligações rígidas, pode ser descrita sucintamente como uma espécie de “duto” formado pela disposição adequada das extremidades dos painéis confeccionadas por unidades cerâmicas com recortes especiais ou recortadas após a sua execução, cujo o interior abriga uma argamassa desenvolvida exclusivamente para essa ligação e uma armadura metálica confeccionada com barras de aço CA-50 com 10 mm de diâmetro. Neste caso, a união entre os elementos construtivos (painéis) ocorre ao longo de quase toda a sua altura, com exceção da viga de concreto armado ou reforçado com fibras. Os recortes realizados nas extremidades dos painéis tornam estes mais frágeis, sendo recomendado a utilização de protetores, como, por exemplo, o uso de cantoneiras metálicas fixas as suas partes mais resistentes por meio de parafusos ou silicones de alta resistência. Outra opção seria a execução dos recortes próximo ao seu local de instalação, pois tal medida reduziria os riscos inerentes ao processo de transporte. A complexidade inerente a sua execução pode se mostrar em um primeiro momento como um fator limitante a sua utilização, porém, ao longo desta pesquisa será apresentadas as vantagens de sua adoção.

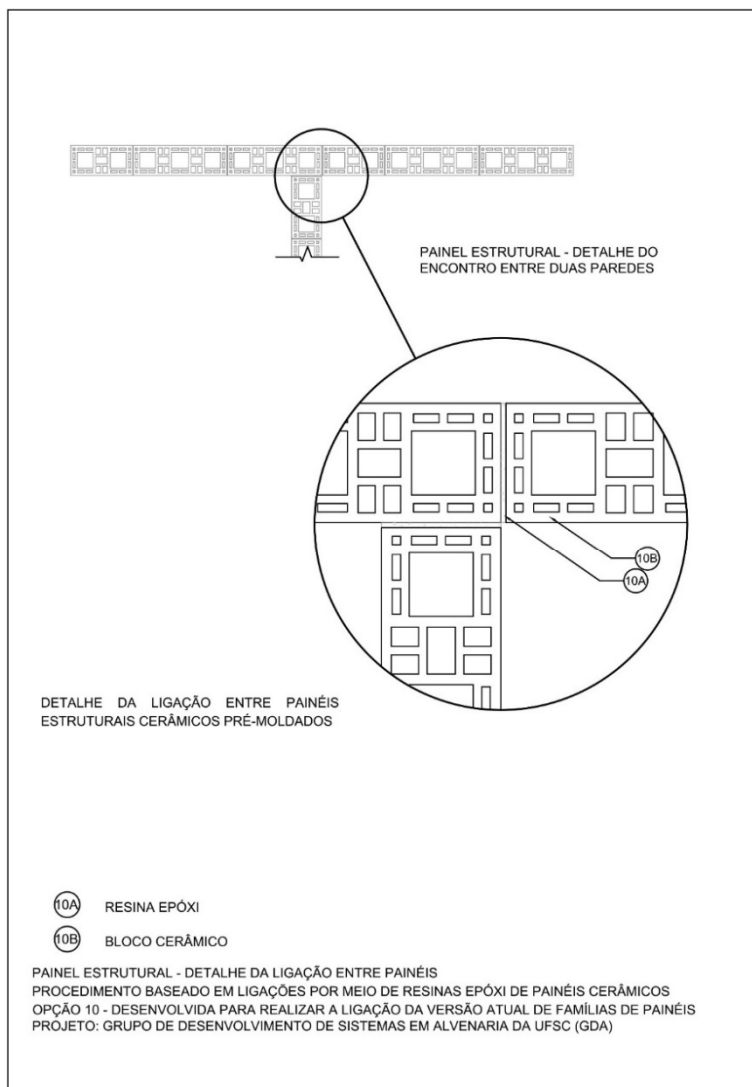


Figura 39 - Modelo de ligação desenvolvido pelo GDA para ser utilizado com a atual versão das famílias de painéis. Fonte: GDA.

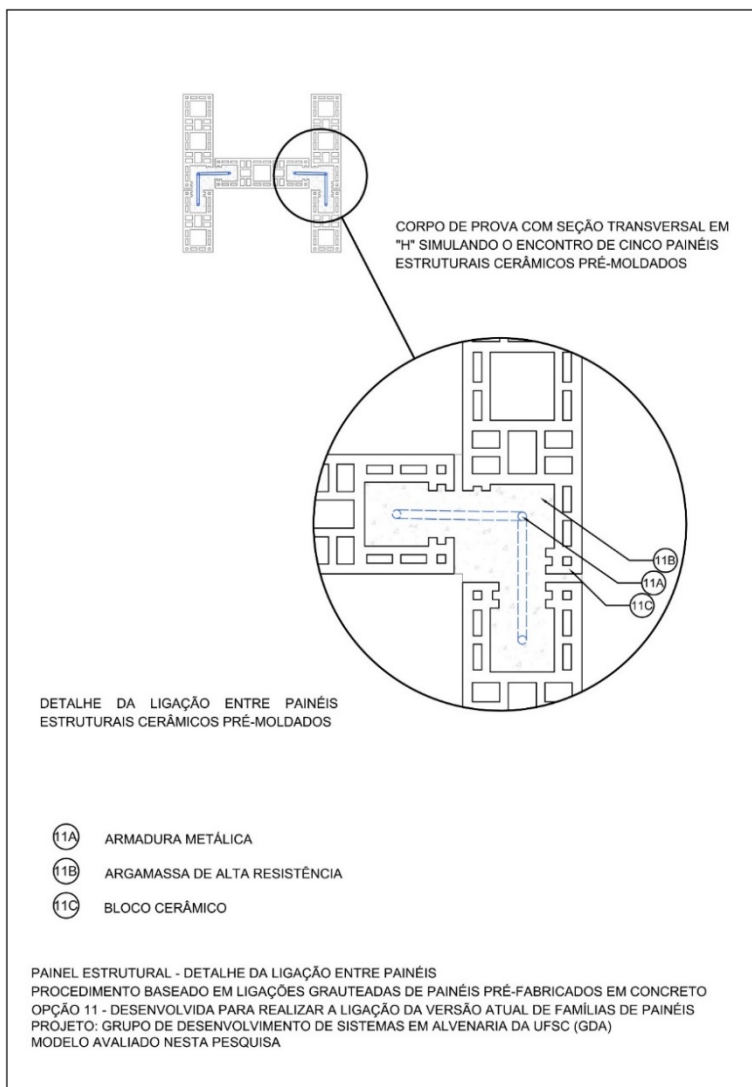


Figura 40 - Modelo de ligação desenvolvido por este autor para ser utilizado com a atual versão das famílias de painéis. Fonte: Autor.

3.2.4. Definição do modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados

Na definição do modelo avaliado nesta pesquisa foi considerada a evolução conceitual do processo construtivo promovida pelas pesquisas em execução pelo Grupo de Desenvolvimento de Sistemas em Alvenaria da Universidade Federal de Santa Catarina e a sua possível contribuição para o desempenho do conjunto painel-ligação. Em outras palavras, a definição do modelo foi condicionada a sua atuação em conjunto com a atual versão das famílias de painéis. Desse modo, dentre as duas opções apresentadas no subitem anterior a que atendeu satisfatoriamente a estes requisitos foi a segunda, pois, neste caso, a união ocorre em toda a extensão das extremidades dos painéis. Este fato, com base nos capítulos a seguir, tornará viável a distribuição das tensões entre os painéis, resultando na ampliação da capacidade de carga de cada painel.

3.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E COMPONENTES

Neste subitem aborda-se a caracterização dos materiais, componentes e elementos construtivos empregados no desenvolvimento desta pesquisa. O conhecimento das suas propriedades e características auxiliou na compreensão do comportamento do modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados sob a presença de tensões de cisalhamento verticais.

Inicialmente, realizou-se a caracterização do agregado miúdo através de ensaios embasados em procedimentos prescritos pelas normas brasileiras (ABNT NBR 6467:2006, 7211:2009, 7221:1987, 7251:1982 e 13600:1999) e do MERCOSUL (ABNT NM 26:2009, 27:2001, 46:2003, 49:2001, 52:2009 e 248:2003). Os ensaios executados abrangeram a granulometria, o coeficiente de inchamento, o índice de materiais pulverulentos e das impurezas orgânicas, a massa específica e a massa unitária.

A seguir, caracterizou-se a argamassa de assentamento/grauteamento através de ensaios norteados pelas normas brasileiras (ABNT NBR 8522:2003, 13276:2002, 13277:1995, 13278:2005, 13279:2005, 13281:2001 e 13281:2005). Os ensaios realizados envolveram a determinação do índice de consistência, do teor de ar incorporado, da densidade, do índice de retenção de água, da resistência à compressão e à flexão e do módulo de elasticidade.

Posteriormente, iniciou-se a caracterização do componente construtivo, ou seja, da unidade cerâmica conforme os requisitos e parâmetros previstos na norma brasileira ABNT NBR 15270:2005. Os ensaios englobaram a determinação das variações geométricas, da resistência à compressão, do índice de absorção de água, do índice de absorção de água inicial, da massa seca, da massa úmida e da área líquida.

Ao final destas etapas, executou-se a análise dos elementos construtivos, ou seja, dos prismas de alvenaria em relação à resistência à compressão e de aderência à tração na flexão. Para estes ensaios foram confeccionados prismas compostos de três e quatro unidades com junta a prumo, conforme as recomendações previstas em normas técnicas (ABNT NBR 15270:2005, ABNT NBR 12118:2010 e ASTM E-518:2003). Os prismas do primeiro grupo foram utilizados para o ensaio de determinação da resistência à compressão e os do segundo para obtenção da resistência de aderência à tração na flexão. Nos dois casos as juntas tinham no máximo 5,0 mm de espessura, pois o objetivo desta etapa consistiu em investigar o comportamento da argamassa no assentamento das unidades cerâmicas estruturais, ou seja, a viabilidade de sua utilização

na confecção das famílias de painéis estruturais cerâmicos pré-moldados concebidas pelo GDA. Os procedimentos adotados foram embasados nas normas brasileiras da ABNT e americanas da ASTM.

3.3.1. Ensaio de caracterização da areia

Neste subitem são apresentados os resultados e os procedimentos utilizados durante o ensaio de determinação das propriedades e características do agregado miúdo, ou seja, da areia empregada na confecção da argamassa de assentamento/grauteamento. A opção pelo uso de um agregado miúdo muito fino na composição da argamassa foi tornar possível a sua utilização na realização de juntas entre unidades cerâmicas com no máximo 05 mm de espessura.

3.3.1.1. Ensaio de determinação da granulometria da areia

A realização do ensaio de granulometria da areia visou classificar, pelo módulo de finura, o tipo de agregado miúdo utilizado na composição da argamassa de assentamento/grauteamento empregado na confecção da ligação entre painéis estruturais cerâmicos moldados. A determinação da granulometria do agregado foi embasada nas recomendações prescritas pela norma brasileira ABNT NBR 7211:2009 (Agregados para concreto – Especificação. Esta norma tem por objetivo prescrever o método para determinação da composição granulométrica de agregados graúdos e miúdos).

Apesar da norma brasileira ABNT NBR NM 248:2003 (Agregados – Determinação da composição granulométrica) determinar limites pré-estabelecidos de distribuição granulométrica para agregado miúdo utilizado na confecção de concretos, conforme dados apresentados na Tabela 7, observa-se que nesta pesquisa foi empregado um agregado miúdo fino (Tabela 8). O emprego deste apoia-se na necessidade de execução de uma argamassa capaz de ser aplicada em camadas muito finas para possibilitar o assentamento de modo a viabilizar a produção da atual versão das famílias de painéis estruturais cerâmicos pré-moldados.

Tabela 7 - Limites da distribuição granulométrica do agregado miúdo para utilização em concretos.

Peneira com abertura de malha (ABNT NBR NM ISO 3310-1)	Porcentagens, em massa, retida acumulada			
	Limites inferiores		Limites superiores	
	Zona utilizável	Zona ótima	Zona ótima	Zona utilizável
9,5 mm	0	0	0	0
6,3 mm	0	0	0	7
4,75 mm	0	0	5	10
2,36 mm	0	10	20	25
1,18 mm	5	20	30	50
600 µm	15	35	55	70
300 µm	50	65	85	95
150 µm	85	90	95	100
Nota 1 – O módulo de finura da zona ótima varia de 2,20 a 2,90. Nota 2 – O módulo de finura da zona utilizável inferior varia de 1,55 a 2,20. Nota 3 – O módulo de finura da zona utilizável superior varia de 2,90 a 3,50.				

Fonte: ABNT NBR 7211:2009.

Tabela 8 - Resultado referente à distribuição granulométrica média.

Peneira com abertura de malha (ABNT NBR NM ISO 3310-1)	Massa da areia retida na peneira (g)	Massa da areia retida na peneira (%)	Massa acumulada da areia retida na peneira (%)
1,18 mm	0,0	0,00	0,00
600 µm	14,9	1,49	1,49
300 µm	203,9	20,39	21,88
150 µm	646,9	64,72	86,60
75 µm	127,8	12,79	99,38
Fundo	6,2	0,62	100,00

Fonte: Autor.

3.3.1.2. Ensaio de determinação do teor de impurezas orgânicas pelo procedimento de queima a $(440 \pm 5)^{\circ}\text{C}$

Para a realização da determinação das impurezas orgânicas no agregado miúdo utilizou-se como referência a norma brasileira ABNT NBR 13600:1999 (Solo – Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C). Esta norma prescreve o método para determinação do

teor de matéria orgânica de solos, através da queima em mufla, à temperatura de $(440 \pm 5)^{\circ}\text{C}$, do material previamente seco em estufa, à temperatura de 105°C a 110°C . A opção pela adoção do procedimento de ensaio prescrito por essa norma baseia-se na imprecisão dos resultados obtidos pelo método colorimétrico.

Inicialmente, na comparação tátil-visual das amostras retiradas da mufla com as previamente secas em estufa, não foram constatadas diferenças significativas.

Para a determinação do teor de matéria orgânica, de acordo com esta norma, utiliza-se a seguinte equação:

$$MO = (1 - B/A) \cdot 100 \quad (\text{Equação 14})$$

Sendo:

MO – teor de matéria orgânica, em %;

A – massa da amostra seca em estufa (105°C a 110°C), em g; e,

B – massa da amostra queimada em mufla [$(440 \pm 5)^{\circ}\text{C}$], em g.

O resultado médio obtido, exposto na Tabela 9, indica um baixo percentual de matéria orgânica, na ordem de 0,1% da massa do agregado.

Tabela 9 - Resultado referente ao teor de matéria orgânica.

Teor de matéria orgânica	
Teor médio de matéria orgânica presente na amostra (%)	0,1
Variância	0,00
Desvio Padrão	0,01
Coefficiente de Variação (%)	10%

Fonte: Autor.

3.3.1.3. Ensaio de determinação da massa unitária

A massa unitária de um agregado em estado solto, de acordo com a norma brasileira ABNT 7251:1982 (Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária), vem a ser a relação entre o volume do recipiente e a massa do agregado lançado neste de acordo com as recomendações prescritas pela norma. Para a realização deste ensaio utilizou-se como referência os procedimentos estabelecidos pela norma brasileira ABNT NBR 7251:1982. Contudo, ressalta-se que recentemente foi disponibilizada pela ABNT uma nova atualização desta norma com outra nomenclatura, a ABNT NBR NM 52:2009 (Agregado Miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente). Os procedimentos recomendados por ambas em relação ao material solto são muito semelhantes diferenciando-se apenas em relação ao tipo de

recipiente utilizado e ao volume de material necessário. A primeira norma prescreve a utilização de um recipiente paralelepípedo enquanto que a segunda o uso de um recipiente cilíndrico.

A massa unitária do agregado solto, de acordo com a norma, corresponde à média dos resultados individuais obtidos em pelo menos três determinações. Entretanto, para que os resultados sejam considerados válidos não devem ser observados desvios superiores a 1% entre os resultados individuais de cada amostra e a média. De acordo com os resultados obtidos, apresentados na Tabela 10, a massa unitária do agregado miúdo utilizado foi de aproximadamente 1,48 kg/dm³.

Tabela 10 – Resultados referentes à determinação da massa unitária.

Amostras	Volume do vasilhame (dm³)	Massa de areia seca contida dentro do recipiente com a realização da rasadura (kg)	Massa unitária (kg/dm³)
01	14,67	21,54	1,47
02	14,67	21,78	1,48
03	14,67	21,78	1,48
Média	-	21,70	1,48
Variância	-	0,02	0,00
Desvio Padrão	-	0,14	0,01
Coefficiente de Variação (%)	-	0,64	0,39

Fonte: Autor.

3.3.1.5. Ensaio de determinação da massa específica

A massa específica do agregado, segundo a norma brasileira ABNT NM 52:2009 (Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa aparente), consiste na relação entre a sua massa e o seu volume excluindo-se os poros permeáveis. O procedimento de ensaio indicado por esta norma tem-se mostrado inviável na prática, devido ao modo utilizado para a obtenção de um material saturado a partir de um agregado seco. A forma de sua execução resulta em imprecisões ocasionadas pela interferência da angulosidade dos grãos no ensaio do cone. Em alternativa a este procedimento pesquisadores têm adotado os ensaios baseados no emprego do picnômetro e do frasco de Chapman. Para a determinação da massa específica, nesta pesquisa, optou-se pela utilização do procedimento que visa o uso do picnômetro.

Para a obtenção desse parâmetro por este procedimento, mostra-se necessária a adoção da seguinte equação:

$$d_1 = \frac{m}{(P_{ag} - (P_{ag+a} - m))} \quad (\text{Equação 15})$$

P_{ag} - Massa do picnômetro preenchido totalmente com água, em gramas;

m_A - Massa do picnômetro preenchido parcialmente com água, em gramas;

m_B - Massa do picnômetro preenchido parcialmente com água e com a amostra de areia, em gramas;

m - Massa seca do agregado miúdo adicionado ($m_B - m_A$), em gramas;

P_{ag+a} - Massa do picnômetro preenchido completamente com água e com a amostra de areia, em gramas.

Os dados obtidos, expostos na Tabela 11, mostram que independentemente do volume ensaiado a massa específica do agregado miúdo apresentou-se constante e em torno de 2,63 kg/dm³. Nesta tabela também estão incluídos os dados referentes a cada etapa de ensaio.

Tabela 11 - Massa específica do agregado miúdo.

	Amostra 01	Amostra 02
Massa do picnômetro preenchido totalmente com água, em gramas (P_{ag})	659,2	659,0
Massa do picnômetro preenchido parcialmente com água, em gramas (m_A)	490,5	458,2
Massa do picnômetro preenchido parcialmente com água e com a amostra de areia, em gramas (m_B)	682,0	727,2
Massa seca do agregado miúdo adicionado, em gramas (m)	191,5	269,0
Massa do picnômetro preenchido completamente com água e com a amostra de areia, em gramas (P_{ag+a})	777,9	825,9
Massa específica (kg/dm ³) – (d_1)	2,63	2,63
Massa específica média (kg/dm ³) – (d_1)	2,63	

Fonte: Autor.

3.3.1.6. Ensaio de determinação do coeficiente de inchamento do agregado miúdo

O inchamento do agregado miúdo, de acordo a norma brasileira ABNT NBR 6467:2006 (Determinação do inchamento de agregado miúdo – Método de ensaio), consiste num fenômeno relativo à variação do volume aparente, provocado pela absorção de água livre pelos grãos do agregado de modo a promover uma alteração da sua massa unitária.

Esta norma define como umidade crítica o teor de umidade, expresso em porcentagem, em que a expansão volumétrica passa ser constate e igual ao inchamento médio do agregado miúdo.

O procedimento de ensaio visa investigar a variação volumétrica do agregado miúdo para índices de umidade pré-determinados. Entretanto, devido à variabilidade inerente ao processo, esta recomenda a verificação do teor de umidade em pequenas amostras retiradas após cada adição de água e homogeneização. A definição do teor umidade real ocorreu através da aplicação da seguinte equação:

$$h = \frac{m_i - m_f}{m_f - m_c} \cdot 100 \quad (\text{Equação 16})$$

Onde:

h – é o teor de umidade do agregado, em porcentagem;

m_i – é a massa inicial da cápsula com o material em ensaio, em gramas;

m_f – é a massa após a secagem, da cápsula com o material, em gramas;

m_c – é a massa da cápsula, em gramas.

Após a determinação do teor de umidade de cada amostra obteve-se, o coeficiente de inchamento do agregado por meio da utilização da seguinte expressão:

$$\frac{V_h}{V_s} = \frac{\gamma_s}{\gamma_h} \cdot \left(\frac{100 + h}{100} \right) \quad (\text{Equação 17})$$

Onde:

V_h – é o volume do agregado com um determinado teor de umidade (h), em centímetros cúbicos;

V_s – é o volume de agregado seco em estufa, em centímetros cúbicos;

V_h/γ_s – é o coeficiente de inchamento do agregado;

γ_h – é a massa unitária do agregado com um determinado teor de umidade (h), em gramas por centímetro cúbico;

γ_s – é a massa unitária do agregado seco em estufa (s), em gramas por centímetro cúbico;

As Tabelas 12 e 13 expõem os dados obtidos pela aplicação do procedimento de investigação experimental proposto pela norma.

Tabela 12 - Resultados referentes ao teor de umidade do agregado miúdo.

	Código da cápsula	Massa da cápsula (g)	Massa de areia durante o ensaio (g)	Massa de areia após a secagem em estufa (g)	Teor de umidade (%)
Amostra 01	53	23,63	174,76	173,72	0,69
Amostra 02	298	23,66	122,10	121,16	0,96
Amostra 03	A06	22,06	121,82	120,41	1,43
Amostra 04	802	26,72	128,11	123,43	4,84
Amostra 05	151	22,34	127,35	122,10	5,26
Amostra 06	A14	20,88	122,27	115,70	6,93
Amostra 07	A01	19,21	118,41	107,60	12,23
Amostra 08	829	25,35	124,65	113,51	12,64

Fonte: Autor.

Tabela 13 - Resultados referentes ao inchamento do agregado miúdo.

	Volume do Vasilhame de ensaio (dm ³)	Massa de areia contida no vasilhame (kg)	Massa unitária da areia seca (g/cm ³)	Massa de areia com teor de umidade	Massa unitária com teor de umidade (g/cm ³)	Coefficiente de inchamento (V _u /V _s)
Amostra 01	14,67	21,78	1,48	18,26	1,24	1,20
Amostra 02	14,67	21,78	1,48	16,66	1,14	1,32
Amostra 03	14,67	21,78	1,48	16,00	1,09	1,38
Amostra 04	14,67	21,78	1,48	15,90	1,08	1,44
Amostra 05	14,67	21,78	1,48	15,70	1,07	1,46
Amostra 06	14,67	21,78	1,48	15,94	1,09	1,46
Amostra 07	14,67	21,78	1,48	15,92	1,09	1,54
Amostra 08	14,67	21,78	1,48	16,50	1,12	1,49
Coefficiente de inchamento médio da areia						1,41
Variância						0,01
Desvio Padrão						0,11
Coefficiente de Variação (%)						7,68
Umidade crítica (%)						1,43

Fonte: Autor.

Com base nos resultados obtidos (Tabelas 12 e 13), observa-se que o emprego deste agregado miúdo resultou na maior retenção de água junto

a superfície dos grãos, resultando em coeficiente elevado de inchamento. Este fato tende a ocorrer devido ao aumento da área superficial acumulada dos grãos proporcionado pela redução do módulo de finura e pela cadeia granulométrica incompleta.

3.3.1.7. Ensaio de determinação do teor de materiais pulverulentos

A determinação do teor de materiais pulverulentos visa verificar a quantidade de partículas passantes pela peneira com malha de 0,075 mm ou 75 μm . As partículas de argila e outros materiais que se dispersam por lavagem, assim como materiais solúveis em água, são removidos durante a execução do ensaio. Este ensaio foi embasado no procedimento prescrito pela norma brasileira ABNT NM 46:2003 (Agregado miúdo - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 μm , por lavagem). Os resultados obtidos, apresentados na Tabela 14, mostram que agregado adotado possui baixo percentual de material pulverulento.

Tabela 14 – Resultado referente ao teor de material pulverulento.

Teor médio de material pulverulento (%)	0,31
Variância	0,03
Desvio Padrão	0,18
Coefficiente de Variação (%)	59,31

Fonte: Autor.

3.3.1.8. Considerações finais

Este subitem abordou os ensaios destinados à caracterização do agregado miúdo empregado na confecção do modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos moldados. Os resultados obtidos demonstram que o agregado miúdo atendeu de modo satisfatório aos requisitos previstos para a execução da ligação analisada, ou seja, módulo de finura em torno de 60/70 e baixa quantidade de materiais pulverulentos e matéria orgânica. Estes também demonstram que a umidade crítica do agregado miúdo ocorreu em aproximadamente 1,43%. Contudo, mesmo após este teor de umidade, ainda ocorreu em menor intensidade a variação volumétrica do agregado até aproximadamente 12% de umidade. Em outras palavras, o agregado miúdo adotado possui um elevado coeficiente de inchamento.

3.3.2. Ensaio de caracterização da argamassa de assentamento

Neste subitem são apresentados os resultados e os ensaios referentes à caracterização da argamassa de assentamento utilizada na confecção do modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados. Na composição desta argamassa foram adotados: traço com um alto teor de aglomerante (CP V-ARI), baixo fator água/aglomerante (0,50), agregado miúdo muito fino (módulo de finura 60/70) e plastificante orgânico (Plasmax).

3.3.2.1. Ensaio de determinação do índice de consistência

A consistência pode ser definida, segundo Cincotto et al. (1995), como a propriedade, no estado fresco, responsável pela resistência da argamassa às deformações impostas. A argamassa pode ser classificada, com base no nível de consistência, em “secas” (quando ocorre o preenchimento dos vazios entre os grãos pela pasta), “plásticas” (quando a pasta forma uma fina película e atua como lubrificante na superfície dos grãos dos agregados) e “fluídas” (os grãos ficam completamente imersos na pasta). A adoção de uma viscosidade inadequada pode afetar negativamente a microaderência inicial da argamassa, pois tanto o excesso quanto o volume insuficiente de água dificultam a sucção da pasta pelo substrato e, conseqüentemente, a ancoragem mecânica proporcionada pela formação de cristais de etringita no interior dos poros do substrato (Recena, 2007). Além do fator água/aglomerante, a consistência da argamassa pode ser influenciada pela proporção aglomerante-agregado miúdo, pela granulometria do agregado miúdo e pela natureza e qualidade do aglomerante (Silva, 2011).

Os procedimentos de ensaio adotados para a determinação do índice de consistência da argamassa de assentamento/grauteamento foram norteados pelas recomendações prescritas pela norma brasileira da ABNT NBR 13276:2002 (Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência). Os resultados obtidos durante a realização do ensaio encontram-se apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Resultados referentes ao índice de consistência da argamassa.

Índice médio de consistência da argamassa (mm)	181,67
Variância	2,78
Desvio Padrão	1,67
Coefficiente de Variação (%)	0,01

Fonte: Autor.

No Boletim Técnico/PCC/235, Martins Neto e DJanikian (1999), constataram na análise de diversos traços de argamassa que valores de índice de consistência entre 250 mm e 260 mm são os mais adequados. Entretanto, os resultados apresentados na Tabela 15 mostram que a argamassa analisada possui uma viscosidade acima da ideal. Isto ocorreu devido à redução do fator água/aglomerante induzida pela utilização de aditivo plastificante. A redução do consumo de água, segundo Castro (2007), se deve à introdução de uma camada de moléculas de aditivo adsorvidas às partículas de cimento de modo a evitar a aproximação entre elas por meio da combinação das repulsões eletrostáticas com o efeito de repulsão esférico ocasionado pela presença de cadeias longa. Este fato resulta na diminuição da tensão de escoamento do material, no caso, a argamassa. Apesar disso, optou-se por manter o mesmo traço da argamassa, pois as suas resistências mecânicas elevadas e, conseqüentemente, a sua alta resistência de aderência serão relevantes para o desempenho do modelo avaliado de ligação entre painéis.

3.3.2.2. Ensaio de determinação da densidade e do teor de ar incorporado da argamassa de assentamento em estado fresco

A densidade da argamassa no estado fresco corresponde à razão entre o volume do recipiente e a massa da argamassa necessária para o total preenchimento deste, sendo está expressa em kg/m^3 . Os procedimentos de ensaios são embasados na norma brasileira ABNT NBR 13278:2005 (Argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado). A obtenção da densidade além de auxiliar no dimensionamento do consumo de material propicia a aquisição de dados referentes ao teor de ar incorporado ou aprisionado no interior da argamassa. O ar incorporado corresponde, segundo Alves (2002), a um processo baseado na utilização de aditivos tensoativos capazes de introduzir vazios na argamassa em formas de microbolhas de ar estáveis. O ar aprisionado, por sua vez, refere-se ao vazio existente no interior da argamassa no estado fresco ocasionado pelo adensamento inadequado durante a aplicação e/ou processo de mistura. A densidade da argamassa também afeta a sua trabalhabilidade, pois, de acordo com Carasek (S.D.),

quanto mais leve esta for maior será o seu período trabalhável. Uma classificação das argamassas quanto a sua densidade, proposta por esta pesquisadora, encontra-se exposta na Tabela 16.

Tabela 16 – Classificação das argamassas quanto à densidade de massa no estado fresco.

Argamassas	Densidade de massa (kg/dm ³)	Principais agregados empregados	Diâmetro 03 (mm)
Leve	< 1,40	Vermiculita, perlita, argila expandida	Isolamento térmico e acústico
Normal	$2,30 \leq A \leq 1,40$	Areia de rio (quartzo) e calcário britado	Aplicações convencionais
Pesada	>2,30	Barita (sulfato de bário)	Blindagem de radiação

Fonte: Carasek (S.D.).

A densidade de massa das argamassas, também denominada de massa específica, varia com o teor de ar (principalmente quando incorporado por meio de aditivos) e com a massa específica dos seus materiais constituintes. O resultado médio obtido em três determinações encontra-se apresentado na Tabela 17.

Tabela 17 – Média dos resultados referentes à densidade da argamassa de assentamento.

Densidade média da argamassa (kg/dm ³)	2,155
Variância	97,00
Desvio Padrão	9,85
Coefficiente de Variação (%)	0,00

Fonte: autor.

Com base no resultado obtido e nos dados apresentados por Carasek (S.D.), observa-se que a argamassa analisada se classifica como normal, porém a sua densidade apresentou valores próximos a das argamassas pesadas. Em outras palavras, a sua trabalhabilidade tende a ser um pouco menor, porém, dentro dos limites considerados adequados para tal material.

A presença de ar incorporado altera o comportamento da argamassa no estado fluido tornando-o mais complexo, pois além da sua natureza reativa, o sistema nesta situação apresenta uma fase a mais, geralmente instável e de caráter compressível e elástico, de modo a facilitar o espalhamento e o aumento da coesão. O alto teor de ar presente na argamassa induz a ela um comportamento predominantemente plástico, promovendo a expansão do seu volume e a redução das suas resistências e, conseqüentemente, do seu módulo de elasticidade através

da possibilidade de escorregamento dos agregados [(Cardoso (2009); Silva (2009)].

De acordo com Alves (2002) e Antunes (2010), o aumento do teor de ar incorporado na argamassa afeta também a sua resistência de aderência à tração, devido à redução dos pontos de contato da argamassa com o substrato, ocasionado, principalmente, pela presença de bolhas de ar na interface.

A determinação do teor de ar incorporado na argamassa no estado fresco, segundo a norma brasileira ABNT NBR 13278:2005, ocorre por meio da aplicação da seguinte equação:

$$AI = 100 \times \left(1 - \frac{A}{B}\right) \quad (\text{Equação 18})$$

Onde:

A – Densidade da argamassa em estado fresco; e,

B – Densidade de massa teórica da argamassa, sem vazios.

Em complemento a esta norma, destaca-se as versões de 2001 e 2005 da ABNT NBR 13281 (Argamassa de assentamento – Requisitos) por ambas apresentarem tabela na qual as argamassas são classificadas com base em parâmetros mínimos de desempenho relacionadas a características mecânicas e reológicas. A apresentação das duas versões desta norma mostrou-se necessária, devido a alguns requisitos serem abordados por apenas uma de suas versões, ou seja, as duas versões se complementam. A classificação das argamassas se encontra reproduzida nas Tabelas 18 (versão 2001) e 19 (versão 2005).

Tabela 18 – Exigências mecânicas e reológicas para argamassas.

Características	Identificação ¹⁾	Limites	Método
Resistências à compressão aos 28 dias (MPa)	I II III	4,0>A≥0,1 8,0≥A≥4,0 >8,0	NBR 13279
Capacidade de retenção de água (%)	Normal Alta	90≥A≥80 >90	NBR 13277
Teor de ar incorporado (%)	A b c	<8 18≥A≥8 >18	NBR 13278
¹⁾ Exemplo de identificação de argamassa: I-Normal-a.			

Fonte: ABNT NBR 13281:2001.

Tabela 19 – Classificação das argamassas de assentamento e revestimento.

Classes	Resistência à compressão (Mpa)	Densidade de massa aparente no estado endurecido (kg/m ³)	Resistência à tração na flexão (Mpa)	Coefficiente de capilaridade (g/dm ² /min ^{1/2})	Densidade de massa (kg/m ³)	Retenção de água (%)	Resistência potencial de aderência à tração (MPa)
1	≤ 2,0	≤ 1200	≤ 1,5	≤ 1,5	≤ 1400	≤ 78	≤ 0,20
2	1,5 a 3,0	1000 a 1400	1,0 a 2,0	1,0 a 2,5	1200 a 1600	72 a 85	≥ 0,20
3	2,5 a 4,5	1200 a 1600	1,5 a 2,7	2,0 a 4,0	1400 a 1800	80 a 90	≥ 0,30
4	4,0 a 6,5	1400 a 1800	2,0 a 3,5	3,0 a 7,0	1600 a 2000	86 a 94	-
5	5,5 a 9,0	1600 a 2000	2,7 a 4,5	5,0 a 12,0	1800 a 2200	91 a 97	-
6	> 8,0	> 1800	> 3,5	> 10,0	> 2000	95 a 97	-

Fonte: ABNT NBR 13281:2005.

Tabela 20 – Teor de ar incorporado pela argamassa de assentamento utilizada no desenvolvimento desta pesquisa.

	Densidade de massa (kg/dm³)	Traço	Dosagem em relação ao peso (%)
Cimento	3,12”	1,00	20,27
Areia	2,63	2,00	48,10
Água	1,00	0,5	31,63
Densidade da argamassa sem os vazios (ideal) – (kg/dm³)	2,2138		
Teor de ar incorporado pela argamassa em estado fresco (%)	2,43		
* Valor determinado pelo fabricante. (Itambé Cimentos)			

Fonte: Autor.

O resultado obtido pela aplicação da equação 18, apresentado na Tabela 20, indica que a argamassa analisada apresenta um baixo teor de ar incorporado, classificando-a como “A” de acordo com as características reológicas apresentadas na Tabela 18. Em outras palavras, o baixo teor de ar incorporado indica que esta argamassa apresenta poucos

vazios internos, baixa permeabilidade e resistências mecânicas elevadas. Em relação à densidade, observa-se com base na versão mais atual desta norma (Tabela 19), que a argamassa avaliada pode ser classificada como classe 5 ou 6, dependendo dos requisitos abordados.

3.3.2.3. Ensaio de determinação da retenção de água

A retenção de água consiste na capacidade da argamassa no estado fresco de manter sua consistência ou trabalhabilidade quando sujeita a situações que provocam principalmente a perda de água por evaporação e/ou sucção do substrato. Esta propriedade é influenciada pelo teor de partículas finas, seja dos aglomerantes ou dos inertes, no caso, o agregado miúdo. O aumento no teor de finos, segundo Pereira (2007), não só induz ao incremento da área total de contato das partículas sólidas com a água, fazendo com que haja maior quantidade de ligações entre elas, como também diminui os espaços a serem percorridos pela água, dificultando a sua remoção. Segundo Carasek (S.D.), a retenção de água é uma propriedade importante para as argamassas de assentamento, uma vez que, após a sua aplicação sobre uma fiada de unidades ou tijolos, a argamassa começa a perder água, pela sucção dos componentes de alvenaria e pela evaporação. Se a perda de água ocorrer muito rapidamente esta poderá ressecar, dificultando o adequado ajuste das unidades da próxima fiada. Isto resulta em prejuízos para o nivelamento e para o prumo, induzindo a distribuição não uniforme das cargas atuantes na parede pela área resistente das unidades. Além disso, de acordo com Carasek (S.D.) e Recena (2007), a retenção inadequada de água pela argamassa afetará significativamente a resistência de aderência, pois a perda rápida desta para o ambiente e para a unidade abaixo culminará em volume insuficiente para garantir a adequada ligação argamassa-unidade superior.

Para a execução deste ensaio tomou-se por base os procedimentos prescritos pela norma brasileira ABNT NBR 13277:1995 (Argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos – Determinação da retenção de água). Contudo, devido à falta de equipamentos adequados para a execução deste ensaio foram necessárias algumas adaptações. Dentre as modificações propostas destaca-se o uso de um vasilhame de aço com 75 mm de diâmetro e volume de $0,4634 \text{ dm}^3$, ou seja, com um diâmetro inferior ao recomendado pela norma e com uma profundidade superior. A preparação da argamassa analisada ocorreu conforme as recomendações da norma brasileira ABNT NBR

13276:2002. O índice de retenção de água da argamassa é obtido através da aplicação da seguinte equação:

$$Ra = \left[1 - \frac{(Mf - Mse)}{AF \times (Mma - Mm)} \right] \times 100 \quad (\text{Equação 19})$$

Onde:

Mw – Massa total de água acrescentada à mistura. Em g;

M – Massa de argamassa industrializada ou soma das massas dos componentes anidros no caso da argamassa de obra, em g;

AF – Fator água/argamassa fresca;

$$AF = \frac{Mw}{M + Mw} \quad (\text{Equação 20})$$

Mf – Massa do conjunto de discos molhados de papel-filtro, em g;

Mse – Massa do conjunto de discos secos, em g;

Mma – Massa do molde com argamassa, em g; e,

Mm – Massa do molde vazio, em g.

O resultado obtido, exposto na Tabela 21, mostra que a argamassa possui alta capacidade de retenção água devido ao alto teor de finos tanto do agregado miúdo quanto do aglomerante, ao pequeno volume de vazios derivado de ar incorporado e ao baixo fator água/aglomerante proporcionado pela utilização de aditivo plastificante.

Tabela 21 – Índice médio de retenção de água.

Índice médio de retenção de água - Ra (%)	96,14
Variância	3,93
Desvio Padrão	1,98
Coefficiente de Variação (%)	0,02

Fonte: autor.

3.3.2.4. Ensaio de determinação das resistências à tração na flexão e à compressão axial

Dentre os diversos fatores que afetam as resistências mecânicas da argamassa, sejam estas referentes às resistências a compressão ou a tração na flexão, destaca-se a granulometria do agregado miúdo. O uso de uma granulometria descontínua ou de cadeia restringida tende a aumentar significativamente o consumo de aglomerante e de água necessários ao processo de empacotamento das partículas, sem proporcionar qualquer ganho às características reológicas ou mecânicas. Isto porque nos dois casos ocorre o aumento dos vazios entre os grãos, sendo necessário um volume maior de pasta para preenchê-los. Contudo, o aumento do volume

de água pode induzir efeitos negativos às resistências mecânicas da argamassa. Para minimizar estes efeitos torna-se essencial o emprego de aditivos plastificantes ou superplastificantes. Como resultado, observa-se que as argamassas concebidas sob estes aspectos tendem a possuir um volume menor de vazios, propiciando composição de argamassas com alta capacidade de retenção de água em estado fresco e altas resistências mecânicas e menos permeáveis em estado endurecido. [Carasek (S.D.); Alves (2002); Antunes (2010); Recena (2007); Cardoso (2009); Silva (2009) e Silva (2011)].

Este comentário se justifica devido à argamassa analisada abranger na sua composição o uso de agregado miúdo de cadeia granulométrica restrita, de baixo fator água/aglomerante e de aditivos plastificantes orgânicos, pois o intuito na sua confecção foi a possibilidade dessa contribuir com o desempenho do modelo avaliado de ligação entre painéis.

Apesar do conhecimento das resistências mecânicas das argamassas servir como elemento de controle na avaliação da qualidade, pela verificação da homogeneidade das operações de produção, estas têm pouca influência na resistência à compressão da alvenaria. Este comportamento da argamassa pode ser explicado pelo estado multiaxial de tensões ao qual a junta se encontra submetida, não sendo necessárias resistências mecânicas altas para garantir o bom desempenho das paredes [Carasek (S.D.); Franco (1998) e Recena (2007)].

A resistência à tração da argamassa representa o valor máximo que a resistência de aderência pode atingir, mas a existência de macro defeitos na interface argamassa-substrato justificam os baixos valores observados para esta. Além disso, o aumento da porosidade da argamassa e a presença de defeitos críticos podem induzir a ampliação das tensões e o início e a propagação das fissuras e trincas [Callister (2002); Antunes (2010)].

Para a execução dos ensaios referentes a determinação da resistência tanto à compressão quanto a tração na flexão foram utilizados como subsídio as recomendações e requisitos prescritos pela norma brasileira ABNT NBR 13279:2005 (Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão). Inicialmente, conforme previsto por esta norma, realizou-se a análise da argamassa em relação à resistência de tração na flexão em 03 corpos de prova e, ao final, com as 06 partes provenientes desses mesmos corpos de prova, verificou-se a sua resistência a compressão.

A realização dos procedimentos de ensaio ocorreu 28 dias após a confecção dos mesmos. Sendo os dados coletados durante esta etapa

inseridos na equação 21, que de acordo com esta norma, possibilita a determinação da resistência à tração na flexão da argamassa de assentamento.

$$R_f = \frac{1,5 \cdot F_f \cdot L}{40^3} \quad (\text{Equação 21})$$

Onde:

R_f – Resistência à tração na flexão, em megapascals;

F_f – Carga aplicada verticalmente no centro do prisma, em newtons;

L – Distância entre os suportes, em milímetros.

Os resultados obtidos pela aplicação da equação 21 encontram-se expostos na Tabela 22. O processo de determinação da resistência à compressão da argamassa de assentamento, assim como no caso da resistência a tração na flexão, consistiu na simples inserção na equação 22 dos dados levantados durante a etapa experimental.

Equação prescrita por esta norma para a obtenção da resistência à compressão da argamassa de assentamento:

$$R_c = \frac{F_c}{1600} \quad (\text{Equação 22})$$

Onde;

R_c – é a resistência à compressão, em megapascal;

F_c – é a carga máxima aplicada, em newtons;

1600 – é a área da seção (40 mm x 40 mm), em milímetros quadrados.

Tabela 22 – Resultados referentes à resistência a tração na flexão.

	Resistência à flexão (MPa)
Prisma 01	7,80
Prisma 02	8,37
Prisma 03	7,66*
Resistência média à tração na flexão (MPa)	8,09
Variância	0,16
Desvio Padrão	0,40
Coefficiente de Variação (%)	5,00
* Valor desconsiderado por não atender ao 0,3 MPa de desvio absoluto.	

Fonte: autor.

Os resultados obtidos pela aplicação da equação 22 são apresentados na Tabela 23.

Os resultados mostram que a argamassa apresentou altas resistências à compressão e a tração na flexão, proporcionadas pelo elevado teor de aglomerante e pelo baixo fator água/aglomerante. De acordo com a norma ABNT NBR 13281, versões 2001 e 2005 apresentadas nas Tabelas 18 e 19, a argamassa analisada pode ser classificada como Classe III e Classe 6 (versão 2001 e 2005, respectivamente), apesar desta superar em muito os valores mínimos recomendados para tais classes. A obtenção de valores elevados nos dois casos foi motivada pela busca da ampliação da resistência de aderência da argamassa, uma vez que esta possui relação direta com a resistência a tração na flexão.

Tabela 23 – Resultados referentes à resistência a compressão.

	Resistência à compressão (MPa)
Prisma 01 – parte 01	49,44
Prisma 01 – parte 02	48,70
Prisma 02 – parte 01	50,87*
Prisma 02 – parte 02	49,33
Prisma 03 – parte 01	48,99
Prisma 03 – parte 02	48,88
Resistência média à compressão (MPa)	49,07
Variância	0,10
Desvio Padrão	0,31
Coefficiente de Variação (%)	0,63
* Valor desconsiderado por não atender ao 0,5 MPa de desvio absoluto.	

Fonte: autor.

3.3.2.5. Ensaio de determinação do módulo de elasticidade e do Coeficiente de Poisson

O módulo de Young ou módulo de elasticidade é uma propriedade mecânica que correspondente à rigidez de um material, sendo intrínseca a este e dependente da sua composição química, da sua microestrutura e dos seus defeitos (poros e trincas). O valor do módulo de elasticidade, de acordo com Recena (2007), é obtido a partir da interpretação da relação entre a tensão e a deformação característica de um material, representada pela secante à curva que define a relação, em um ponto estabelecido por um determinado nível de carregamento. O módulo de elasticidade de um material, segundo este autor, embora não linearmente, apresenta

correspondência com a sua resistência à compressão. Em outras palavras, materiais com baixo módulo de elasticidade tendem a possuir baixa resistência à compressão.

O conhecimento da relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão podem auxiliar no processo de confecção da argamassa de assentamento, pois ela deve ser capaz de se deformar quando sujeita a solicitações sem apresentar fissuras prejudiciais ao seu desempenho. (Carasek, S.D.)

O coeficiente de Poisson, por sua vez, se caracteriza por ser uma relação entre a deformação transversal e a longitudinal de um corpo de prova quando submetido à aplicação de uma carga de compressão axial.

Para a determinação do módulo de elasticidade e do Coeficiente de Poisson foram confeccionados 06 corpos de provas cilíndricos com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura (02 para determinação prévia da resistência à compressão), cujos procedimentos foram norteados pela norma brasileira ABNT NBR 13279:1995 (Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à compressão). A definição do formato do corpo de prova foi orientada pelas recomendações prescritas pela norma brasileira ABNT NBR 8522:2003 (Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação). De acordo com esta norma, o corpo de prova a ser utilizado neste tipo de avaliação deve respeitar a seguinte proporção $L/d = 2$ (comprimento/diâmetro).

Para a realização do ensaio foram necessários dois Strain-Gages por corpo de prova, sendo um para coleta de dados referentes às deformações longitudinais e o outro para as deformações longitudinais e as transversais (Figuras 41a e 41b), um equipamento de aquisição de dados (Spider 8), uma célula de carga de 50 kN (Figura 41c), e um notebook com o software HBM Catman 4.5 instalado. Os Strain-Gages utilizados para verificar as deformações tinham resolução 1 ± 10^{-6} mm e erro relativo máximo inferior a 1%.

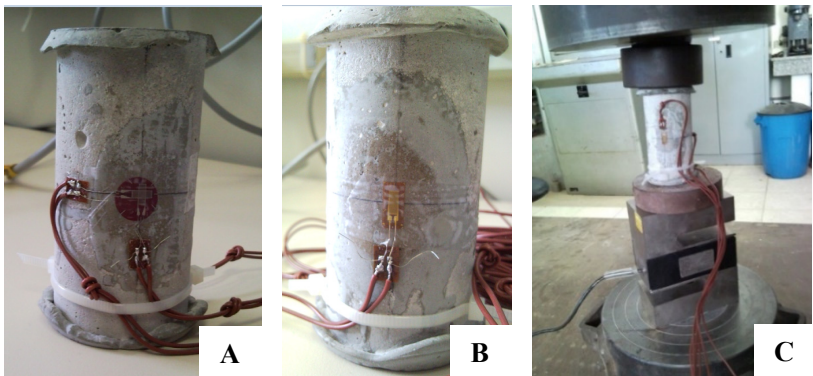


Figura 41 – Procedimentos adotados no ensaio experimental. (a) Strain-Gage utilizado para coletar dados referentes às deformações longitudinal e transversal. (b) Strain-Gage utilizado para obter dados sobre a deformação longitudinal. (c) Detalhe referente a instrumentação do ensaio. Fonte: Autor.

A determinação do módulo de elasticidade, E_{ci} , consiste na aplicação da equação 23. Os resultados obtidos encontram-se expostos na Tabela 24.

$$E_{ci} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} 10^{-3} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} 10^{-3} \quad (\text{Equação 23})$$

Onde:
 σ_b – tensão maior, em megapascal ($\sigma_b = 0,3f_c$);
 σ_a – tensão básica, em megapascal ($\sigma_a = 0,5 \text{ MPa}$);
 ε_b – deformação média dos corpos sob a tensão maior; e,
 ε_a – deformação específica média dos corpos de prova sob a tensão básica.

Tabela 24 – Módulo de Elasticidade obtido pelo método experimental.

	Módulo de Elasticidade (GPa)
Corpo de prova 01	27,10
Corpo de prova 02	28,04
Corpo de prova 03	26,58
Corpo de prova 04	25,17
Média	26,72
Variância	1,44
Desvio Padrão	1,20
Coefficiente de variação (%)	4,48

Fonte: Autor.

Na definição do Coeficiente de Poisson, equação 24, abordaram-se também os dados referentes à deformação transversal do corpo de prova. Os resultados obtidos pela aplicação desta equação são expostos na Tabela 25.

$$n = - \frac{Def_{transv}}{Def_{long}} \quad (\text{Equação 24})$$

Onde:

n – é o Coeficiente de Poisson;

Def_{transv} – deformação transversal.

Def_{long} – é a deformação longitudinal.

Os dados referentes ao módulo de elasticidade mostram que a argamassa analisada possui uma baixa capacidade de acomodar as deformações. O alto valor do módulo, de acordo com Recena (2007), pode ser atribuído a sua elevada resistência à compressão. Em relação ao coeficiente de Poisson, Carneiro (1999) comenta que esta constante indica a capacidade de deformação do material, desse modo, quanto menor for o seu valor menor será a capacidade de variação volumétrica do material. Com base nos resultados apresentados na Tabela 25 constata-se que o valor obtido encontra-se dentro do limite considerado adequado.

Tabela 25 – Coeficiente de Poisson obtido pelo método experimental.

	Coeficiente de Poisson
Corpo de prova 01	0,2329
Corpo de prova 02	0,1799
Corpo de prova 03	0,1982
Corpo de prova 04	0,1817
Média	0,1982
Variância	0,001
Desvio Padrão	0,025
Coeficiente de variação (%)	12,40

Fonte: Autor.

3.3.2.6. Considerações finais

Os resultados obtidos indicam que a adoção de um traço rico em aglomerante, de um baixo fator água/aglomerante e de um agregado miúdo com alto teor de finos resultou na confecção de uma argamassa de elevadas resistências mecânicas. Estas altas resistências mecânicas induziram ao aumento significativo do módulo de elasticidade, ou seja, a

uma baixa expressiva da capacidade de deformação da argamassa. Este fato pode se mostrar um fator limitante para o assentamento de unidades cerâmicas estruturais, por outro lado, as elevadas resistências mecânicas da argamassa podem contribuir para o aumento significativo do desempenho do modelo avaliado de ligação entre painéis, pois o incremento dessas resulta na elevação da resistência de aderência argamassa-substrato.

3.3.3. Ensaio de caracterização das unidades cerâmicas estruturais

Neste subitem são apresentados os resultados obtidos pela aplicação dos procedimentos de ensaios prescritos pelas normas brasileiras ABNT NBR15270-2:2005 e ABNT NBR 15270-3:2005 para a caracterização das unidades cerâmicas (Tabelas 26 e 27). A unidade analisada caracteriza-se por ser estrutural com uma resistência média à compressão, de acordo com o fabricante, de 6 MPa.

Tabela 26 – Propriedades e características das unidades cerâmicas estruturais obtidas com base nos procedimentos de ensaios prescritos pelas normas ABNT NBR15270-2:2005 e ABNT NBR 15270-3:2005.

	Média	Variância	Desvio padrão	Coefficiente de variação (%)
Determinação das variações geométricas - (12 um.) – (mm)	9,59	0,06	0,25	2,64
- Espessura média borda ext. – topo	9,00	0,02	0,16	1,73
- Espessura média borda int. – topo	9,69	0,07	0,26	2,74
- Espessura média borda ext. – base	9,06	0,03	0,17	1,87
- Espessura média borda int.– topo	287,48	0,99	0,99	0,35
- Comprimento médio	137,57	0,48	0,69	0,50
- Largura média	188,84	0,33	0,57	0,30
- Altura média				
Determinação da planeza das superfícies - (12 um.) ⁽¹⁾ – (mm)	1,00	0,34	0,58	58,39
- Desaprumo	1,31	2,62	1,62	123,21
- Medida média da extremidade inferior esquerda da unidade	0,91	0,90	0,95	104,37
- Medida média do centro da linha reta entre os dois pontos	1,33	2,12	1,46	109,14
- Medida média da extremidade superior direita da unidade				
Massa média das unidades cerâmicas em temperatura ambiente (g) - (12 um.)	5255,00	9436,36	97,14	1,85
Massa aparente média das unidades cerâmicas (g) - (12 um.)	3183,33	3015,15	53,91	1,72
⁽¹⁾ Duas amostras não atenderam aos requisitos da norma ⁽²⁾ Duas amostras não atenderam aos requisitos da norma – índice de absorção em torno de 32,80 ((g/193,55cm ²)/min) ⁽³⁾ Uma das amostras apresentou resistência em estado saturado inferior ao indicado pelo fabricante (6 Mpa para a área bruta)				

Fonte: Autor.

Tabela 27 – Propriedades e características das unidades cerâmicas estruturais obtidas com base nos procedimentos de ensaios prescritos pelas normas ABNT NBR15270-2:2005 e ABNT NBR 15270-3:2005 (Continuação).

	Média	Variância	Desvio padrão	Coefficiente de variação (%)
Massa úmida média das unidades cerâmicas (g) - (12 un.)	6074,17	8590,15	92,68	1,53
Massa seca média das unidades cerâmicas (g) - (12 un.)	5224,17	9403,79	96,97	1,86
Índice médio de absorção de água das unidades cerâmicas (%)	16,28	0,25	0,50	3,08
Índice de absorção de água inicial ((g/193,55cm ²)/min) – (6 un.)				
- Para área bruta	14,70	3,22	1,79	12,21
- Para área líquida ⁽²⁾	28,89	12,44	3,53	12,21
Área líquida média das unidades cerâmicas (cm ²) – (12 un.)	153,09	4,35	2,09	1,36
Resistência a compressão das unidades cerâmicas (MPa) – (6 un.)				
- Para a área líquida	17,05	10,28	3,21	18,80
- Para a área bruta ⁽³⁾	8,38	2,48	1,57	18,80
⁽¹⁾ Duas amostras não atenderam aos requisitos da norma ⁽²⁾ Duas amostras não atenderam aos requisitos da norma – índice de absorção em torno de 32,80 ((g/193,55cm ²)/min) ⁽³⁾ Uma das amostras apresentou resistência em estado saturado inferior ao indicado pelo fabricante (6 Mpa para a área bruta)				

Fonte: Autor.

Os dados obtidos, expostos na Tabela 26, indicam que o lote avaliado atendeu de forma satisfatório a todos os requisitos prescritos pelas normas. Contudo, notou-se que algumas unidades cerâmicas apresentaram uma absorção inicial de água pouco acima do limite estabelecido pelas norma, sendo recomendado o seu umedecimento antes do assentamento para garantir o desempenho adequado da alvenaria. Os resultados também demonstram além da variação significativa da resistência à compressão que nem todas as amostras atingiram o valor indicado pelo fabricante. Para minimizar as possíveis influências negativas deste fato foram adotados procedimentos mais rigorosos durante a inspeção visual das unidades utilizadas na confecção dos corpos de prova com seção transversal em “H”.

3.3.4. Ensaios de prismas

Neste subitem são apresentados os resultados e os procedimentos utilizados na avaliação de prismas submetidos aos ensaios de resistência à compressão e de aderência à tração na flexão. Os corpos de prova confeccionados para estes ensaios possuíam juntas de argamassa com espessura média de 05 mm, visando representar a situação adotada nos painéis estruturais cerâmicos pré-moldados. A realização destes ensaios teve por objetivo promover uma melhor compreensão do comportamento da argamassa analisada em conjunto com a unidade cerâmica estrutural de 6 MPa de resistência média característica.

3.3.4.1. Ensaio de determinação da resistência à compressão

O alto nível de complexidade inerente ao processo construtivo em alvenaria dificulta o desenvolvimento de modelos matemáticos e numéricos que expliquem com fidelidade o seu comportamento estrutural. Isto ocorre devido ao fato de suas propriedades mecânicas (Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson) não representarem de modo adequado o complexo estado de tensões existentes (Hamid e Drysdale, 1979; Mohamad, Lourenço e Roman, 2006). Essa falta de modelos tem induzido a adoção de generalizações a partir de testes uniaxiais.

Dentre os diversos fatores que afetam o comportamento da alvenaria estrutural destaca-se a composição e a geometria dos materiais empregados. Em outras palavras, o traço e a resistência da argamassa, a espessura da junta de assentamento, a existência ou não de graute e a resistência e a geometria da unidade. [Hamid e Drysdale (1979), Mendes (1998), Mohamad (1998), Rammamurthy, Santish e Ambalavanam (2000), Ramalho e Corrêa (2003) e Santos (2008)].

A influência da espessura das juntas e da resistência da argamassa no desempenho da alvenaria estrutural foi investigada por pesquisadores como Hamid e Drysdale (1979), Mendes (1998), Mohamad (1998), Rammamurthy, Santish e Ambalavanam (2000), Ramalho e Corrêa (2003). Durante as suas investigações estes pesquisadores concluíram que o aumento da resistência à compressão da argamassa de assentamento e, conseqüentemente, do seu módulo de elasticidade induzem um incremento no desempenho da alvenaria. Contudo, na maioria dos casos, pouco significativo. Além disso, as altas resistências mecânicas da argamassa podem promover mudanças na forma de ruptura da alvenaria, tornando-a excessivamente frágil de modo a não permitir que essa

acompanhe os eventuais movimentos da estrutura (Camacho, 1986; Mohamad, 2007). Entretanto, de acordo com Gomes (1983), as argamassas com baixas resistências mecânicas não são capazes de distribuir adequadamente as tensões.

Santos (2008) constatou durante as suas pesquisas que a geometria da unidade também afeta o ganho de desempenho da alvenaria proporcionado pelo aumento da resistência da argamassa. Segundo o autor, os elementos construtivos confeccionados com as unidades cerâmicas vazadas com paredes externas maciças (UCVPM) apresentam em média uma resistência à compressão 45% superior aos executados com unidades cerâmicas vazadas com paredes externas vazadas (UCVPV). Contudo, o acréscimo da resistência da argamassa, dependendo do tipo de unidade adotada, pode resultar na redução (UCVPV) ou na elevação (UCVPM) do módulo de elasticidade da alvenaria.

Em relação à espessura da junta de argamassa, a norma brasileira recomenda a adoção de 10 mm de modo que exista o equilíbrio entre a resistência à compressão e a capacidade de deformação. A redução ou a ampliação da sua espessura implicará em alterações significativas tanto da resistência quanto do módulo de elasticidade. Este fato foi observado por Mohamad (1998) durante as suas pesquisas com prismas de unidades de concreto. Segundo este autor a redução da junta em três milímetros proporciona um aumento médio da resistência à compressão da ordem de 34%.

Nas últimas décadas, com base nas pesquisas referentes à influência das tensões de confinamento no concreto, alguns pesquisadores vêm investigando como estas também afetam a argamassa contida nas juntas da alvenaria estrutural. Dentre estas pesquisas destaca-se a mais recente desenvolvida por Mohamad (2007), a qual foi abordada em artigos publicados em 2006, 2007 e 2009 em conjunto com pesquisadores como Lourenço, Neto, Pelisser e Roman. Para este autor a elevação do módulo de elasticidade e a redução do coeficiente de Poisson induzidos pelo aumento das tensões confinantes podem auxiliar na compreensão do fenômeno de ruptura do conjunto unidade-argamassa à compressão. Entretanto, segundo este autor, ainda não foi possível a elaboração de um modelo matemático ou numérico que consiga representar fielmente o comportamento do conjunto unidade-argamassa na presença de tais tensões.

Como a consideração de todos os fatores envolvidos no processo de ruptura dos elementos construtivos em alvenaria estrutural ainda é

muito complexa, para o desenvolvimento desta pesquisa também se optou pela adoção de generalizações a partir de testes uniaxiais.

A ruptura da alvenaria quando submetida à aplicação de uma carga de compressão axial pode ocorrer pela perda de coesão e/ou diminuição da resistência de aderência da argamassa e pela presença de tensões de tração nas unidades cerâmicas e/ou pelo esmagamento das suas superfícies junto às interfaces unidade-argamassa. Em todos os casos, o desempenho da argamassa de assentamento tem influência direta no comportamento tanto do prisma quanto da unidade cerâmica.

A avaliação dos prismas cerâmicos submetidos à aplicação de uma carga de compressão axial foi norteadada pelas normas brasileiras ABNT NBR 8215:1983 (Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural – Preparo e ensaio à compressão) e ABNT NBR 12118:2010 (Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio) e pela norma americana ASTM C-1314:2003b (Standart Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms). Para a realização deste ensaio foram confeccionados 06 prismas compostos por 03 unidades de 140 mm x 290 mm x 190 mm (largura, comprimento e altura, respectivamente) com junta a prumo. A opção pela adoção de prismas de 03 unidades visou minimizar o efeito de confinamento ocasionado pelos pratos da prensa, pois estes atendem ao requisito referente a geometria, cuja razão h/t (altura/espessura) deve estar dentro do intervalo limite que vai de 3 a 5. Neste caso, o valor obtido para esta razão foi 4,14.

A determinação da resistência à compressão dos prismas foi embasada nos requisitos prescritos pela norma brasileira ABNT NBR 8215:1983. O carregamento foi aplicado com velocidade constante e de acordo com as recomendações estabelecidas pela norma brasileira ABNT NBR 12118:2010. Os valores obtidos nesta etapa são referenciados a área bruta e a área líquida (Tabela 28) e o processo de colapso comparado com as possíveis formas de ruptura prescritas pela norma ASTM C-1314:2003b, as quais se encontram expostas na Figura 42.

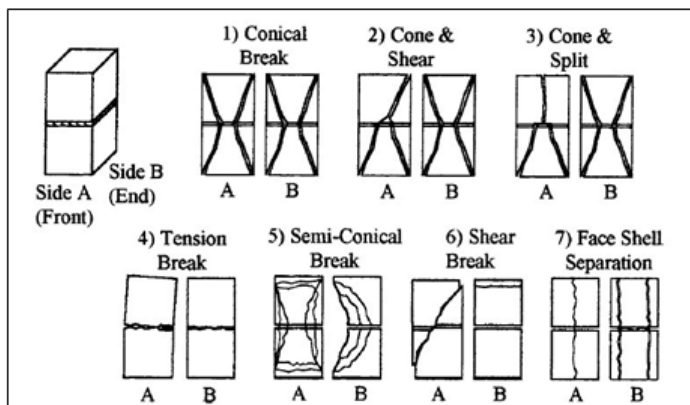


Figura 42 – Tipo de ruptura de prismas de alvenaria de unidades cerâmicas. (ASTM C-1314:2003b).



Figura 43 – As formas de ruptura observadas nos seis prismas durante o ensaio experimental de resistência à compressão. Fonte: Autor.

Os resultados e as imagens demonstram prismas excessivamente frágeis com resistência à compressão próxima à da unidade cerâmica,

comportamentos compatíveis com o que se esperava pela espessura da junta e pelas características da argamassa. As formas de ruptura constatadas neste ensaio (Figura 43), com a exceção da primeira imagem, podem ser classificadas como semi-cônica com separação das paredes externas. Ainda de acordo com estas imagens, observa-se que a ruptura ocorre, na maioria das vezes, próximo à junta de argamassa situada no terço médio superior, indicando a influência desta na forma de ruptura dos prismas.

Tabela 28 – Resultados relativos à resistência a compressão de prismas cerâmicos compostos por três unidades com junta a prumo.

	Carga aplicada (kN)	Resistência à compressão Área líquida (MPa)	Resistência à compressão Área bruta (MPa)	Formas de ruptura
Prisma 01	382,6	20,95	9,42	Explosão do prisma – ruptura brusca
Prisma 02	256,3	14,03	6,31	Semi-cônica com separação das paredes externas
Prisma 03	190,2(*)	10,41(*)	4,68(*)	Semi-cônica com separação das paredes externas
Prisma 04	321,3	17,59	7,91	Semi-cônica com separação das paredes externas
Prisma 05	296,3	16,22	7,30	Semi-cônica com separação das paredes externas
Prisma 06	301,3	16,50	7,42	Semi-cônica com separação das paredes externas
Média	311,56	17,06	7,67	
Variância	2133,34	6,40	1,29	
Desvio-padrão	46,19	2,53	1,14	
Coefficiente de Variação (%)	14,82%	14,82%	14,82%	
(*) O valor foi desconsiderado após a prévia constatação de uma trinca na unidade cerâmica superior.				

Fonte: Autor.

3.3.4.2. Ensaio de determinação da resistência de aderência à tração na flexão

A resistência de aderência da argamassa refere-se à sua capacidade de se manter aderida ao substrato. Com o aumento do volume de aglomerante há uma melhora significativa deste quesito, pois, no caso dos substratos cerâmicos, a aderência corresponde a um fenômeno mecânico decorrente do intertravamento de cristais de etringita no interior dos poros do substrato. Este fato comprova a relação direta entre esta propriedade e as resistências a flexão e a compressão da argamassa. Estas características aliadas a um baixo teor de umidade e a uma área considerável e irregular de contato promovem o incremento da resistência de aderência à tração na flexão do conjunto argamassa-unidade cerâmica. Em outras palavras, esta propriedade tem origem na interação entre a argamassa e o substrato poroso e deriva da conjunção de três propriedades da interface argamassa-substrato: resistência de aderência à tração, resistência de aderência ao cisalhamento e extensão de aderência (razão entre a área de contato efetivo e a área total possível de ser unida). [Carasek, e Djanikian (1997), Antunes (2010), Mohamad (2007) e Recena (2007)].

A determinação da resistência de aderência a flexão do conjunto argamassa-unidade cerâmica foi embasada nos procedimentos prescritos pelas normas americana ASTM E-518:2003 (*Standart test method for flexural bond strength of masonry*) e brasileira ABNT NBR 15961-2:2011 (Alvenaria estrutural – blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras). A obtenção e a apresentação dos dados seguem as prescrições da norma americana.

Para a realização dos ensaios foram confeccionados 06 corpos de prova de quatro unidades com junta a prumo, sendo essas confeccionadas com juntas de 05 mm de espessura de modo a representar a situação de uso. As unidades utilizadas nesta etapa possuíam dimensões de 140 mm x 440 mm x 190 mm (largura, comprimento e altura, respectivamente).

Tabela 29 – Resultados referentes à resistência de aderência a tração na flexão de prismas cerâmicos em relação a sua área líquida.

	Resistência de aderência a tração na flexão (MPa)
Prisma 01	0,61
Prisma 02	0,60
Prisma 03	0,67*
Prisma 04	0,46
Prisma 05	0,67
Prisma 06	0,77
Média	0,62
Variância	0,01
Desvio padrão	0,11
Coefficiente de variação (%)	21,27
(*) Prisma desconsiderado na determinação da média por não ter rompido dentro do terço médio.	

Fonte: Autor.

As formas de ruptura e os resultados obtidos durante o ensaio experimental encontram-se expostos na Figura 44 e na Tabela 29, respectivamente.

Os resultados obtidos indicam que o uso de uma argamassa com alta resistência à compressão (49,07 MPa) não propiciou um aumento expressivo da resistência de aderência à tração na flexão do conjunto argamassa-unidade cerâmica (0,62 MPa). Este fato pode ser comprovado com base nos dados apresentados na Tabela 6 do capítulo 2, pois de acordo com estes às unidades cerâmicas com índice de absorção superior a 12% podem, dependendo do traço da argamassa (sendo 6,6 MPa a resistência máxima prevista para o tipo de unidade utilizada), atingir uma resistência de aderência a tração na flexão de 0,40 MPa, ou seja, 64,5% da obtida para uma argamassa 7,43 vezes mais resistente que a recomendada pela norma BS 5628:1992. Em relação às imagens expostas na Figura 44, observa-se que os prismas romperam devido à falha na aderência argamassa-substrato e/ou a ruptura da argamassa e/ou a ruptura da unidade cerâmica.



Figura 44 – As imagens apresentadas ilustram as formas de ruptura observadas durante a etapa de ensaio. Na maioria dos casos, o rompimento dos prismas ensaiados a flexão ocorreu na junta situada no terço médio do mesmo, com exceção do prisma 03. Fonte: Autor.

3.3.4.3. Considerações finais

Os resultados mostram que o uso de uma argamassa com 49,07 MPa associada a juntas com espessura média de 5 mm proporcionam uma melhora insignificante no desempenho do conjunto argamassa-unidade cerâmica em relação à resistência tanto à compressão quanto de aderência à tração na flexão. Estes fatores ainda contribuíram para que o conjunto assumisse um comportamento excessivamente frágil, ocasionado pela

baixa capacidade da argamassa de acomodar as deformações (módulo de elasticidade de 26,72 GPa).

3.3.5. Análise dos resultados e considerações finais

As Tabelas 30 e 31 apresenta um resumo dos resultados obtidos ao longo da etapa de caracterização dos materiais e componentes utilizados e do conjunto argamassa-unidade cerâmica.

Tabela 30 – Resumo dos resultados obtidos durante o ensaio experimental dos materiais, componentes e elementos construtivos.

Agregado miúdo	Resultados médios obtidos durante o ensaio de determinação da granulometria			
	Peneira com abertura de malha (ABNT NBR NM ISO 3310-1)	Massa da areia retida na peneira (g)	Massa da areia retida na peneira (%)	Massa acumulada da areia retida na peneira (%)
	600 μm	14,90	1,49	1,49
	300 μm	203,90	20,39	21,88
	150 μm	646,90	64,72	86,60
	75 μm	127,80	12,79	99,38
	Fundo	6,20	0,62	100,00
	Propriedades e características			Desvio-padrão
	Teor médio de matéria orgânica (%)		0,1	0,01
	Massa unitária média (kg/dm^3)		1,48	0,01
Argamassa	Massa específica média (kg/dm^3)		2,63	0,00
	Coeficiente médio de inchamento médio		1,41	0,11
	Teor médio de materiais pulverulentos (%)		0,31	0,18
	Índice de consistência (mm)		182	1,67
	Densidade média (kg/dm^3)		2,155	9,85
	Teor de ar incorporado (%)		2,43	-
	Índice médio de retenção de água (%)		96,14	1,98
	Resistência média à compressão (MPa)		49,07	0,31
	Resistência média à flexão (MPa)		8,09	0,40
	Módulo de Elasticidade médio (GPa)		26,72	1,20
	Coeficiente de Poisson médio		0,1982	0,025

Fonte: autor.

Tabela 31 – Resumo dos resultados obtidos durante o ensaio experimental dos materiais, componentes e elementos construtivos (continuação da Tabela 30).
Fonte: Autor.

Unidade cerâmica	Propriedades e características		Desvio-padrão
	Massa aparente média (g)	3183,33	53,91
	Massa seca média (g)	5244,17	96,97
	Massa úmida média (g)	6074,17	92,68
	Índice médio de absorção de água (%)	14,70	0,50
	Índice médio de absorção de água inicial ((g/193,55cm ²)/min)	28,89	3,53
	Área líquida média (cm ²)	153,07	2,09
	Resistência média à compressão em relação a área líquida (MPa)	17,05	3,21
Prismas cerâmicos	Resistências médias do conjunto argamassa-unidades cerâmicas (MPa)		
	Resistência média à compressão para área bruta	7,67	1,14
	Resistência média à compressão para área líquida	17,06	2,53
	Resistência média de aderência à tração na flexão	0,62	0,13

De acordo com os resultados obtidos, expostos na Tabelas 30 e 31, constatou-se que a combinação das características do agregado miúdo de cadeia granulométrica restrita com o alto teor de aglomerante resultou em um argamassa com resistências mecânicas elevadas. Este fato resultou na elevação do módulo de elasticidade, promovendo uma redução significativa da capacidade de acomodar as deformações da argamassa. Como consequência, o alto ganho de desempenho observado na argamassa não se estendeu ao conjunto argamassa-unidade cerâmica. Isto ocorreu devido à alta capacidade de retenção de água e ao baixo fator água/aglomerante da argamassa e a pequena área de contato argamassa-substrato proporcionado pelo uso de unidades cerâmicas com bordas vazadas. Em outras palavras, os resultados indicam, conforme o previsto, que o traço definido para a argamassa não se mostrou adequado para o assentamento de unidades cerâmicas estruturais. Por outro lado, constatou-se, com base nos capítulos 4 e 5, que estas propriedades contribuíram satisfatoriamente com o desempenho do modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados, ao ponto deste material determinar do seu comportamento.

Diante deste contexto, na confecção do corpo de prova com seção transversal em “H” utilizado na investigação do comportamento das

interfaces em painéis de alvenaria, abordado no Capítulo 4, será utilizada essa argamassa para a execução das juntas, placa de argamassa armada e grauteamento dos “dutos” componentes do modelo avaliado de ligação. A opção pelo uso dessa foi padronizar o processo de produção tanto da argamassa quanto do corpo de prova, pois essa apesar de pouco ainda contribui para o comportamento do conjunto argamassa-unidade cerâmica.

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo apresentam-se os procedimentos adotados durante a avaliação experimental da ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados sob a presença de tensões de cisalhamento verticais.

4.1. ENSAIO EXPERIMENTAL DA LIGAÇÃO ENTRE PAINÉIS ESTRUTURAIS CERÂMICOS PRÉ-MOLDADOS

O procedimento de ensaio encontra-se fundamentado em estudos desenvolvidos desde 1979 por pesquisadores como Sinha e Hendry (1979). Este procedimento visa avaliar o comportamento das interfaces de paredes adjacentes em alvenaria estrutural quando sujeitas a tensões verticais de cisalhamento através da indução de deslizamento vertical nas suas intersecções. Estas tensões de cisalhamento podem ser ocasionadas por carregamentos verticais e/ou horizontais. Este método pode ser descrito simplificado como a aplicação de uma força de compressão vertical sobre o painel central de um corpo de prova com seção transversal em “H”, cujos painéis externos são devidamente apoiados ao solo enquanto o painel central encontra-se engastado a estes com sua borda inferior livre.

A execução do ensaio experimental do modelo de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados encontra-se subdividida em três etapas distintas. A primeira etapa, item 4.4.1, corresponde à confecção dos corpos de prova. A segunda, item 4.4.2, aborda os procedimentos adotados na definição e na instalação dos instrumentos. E a terceira, item 4.4.3, apresenta a execução do ensaio. Para o ensaio foram confeccionados três corpos de prova idênticos, ou seja, com a mesma geometria e os mesmos materiais empregados (unidade cerâmica estrutural de 6 MPa de resistência característica – de acordo com o fabricante, argamassa de assentamento/grauteamento de 49,07 MPa de resistência a compressão e aço CA-50 para composição da armadura metálica). A limitação do número de amostras encontra-se associada à complexidade do corpo de prova e ao espaço físico disponível no laboratório.

4.1.1. Preparo dos corpos de prova

Com a definição dos procedimentos a serem adotados, deu-se início à construção do corpo de prova com seção transversal em “H”. Os corpos de prova são compostos por cinco prismas de 04 fiadas moldados

separadamente, que visam representar cinco painéis distintos para posterior conexão. As extremidades destes possuem recortes específicos que, quando combinadas, dão origem ao modelo avaliado de ligação, conforme esquema ilustrado na Figura 45. A junção dos painéis forma um “duto” onde foram dispostas a armadura metálica e a argamassa para grautear. Os prismas menores mantiveram algumas características das famílias de painéis estruturais cerâmicos pré-moldados, tais como a espessura das juntas de aproximadamente 05 mm e a placa de argamassa armada de 20 mm de espessura situada na junta que antecede a última fiada. A sequência de imagens a seguir apresenta algumas das etapas referentes à confecção do corpo de prova com seção transversal em “H”.

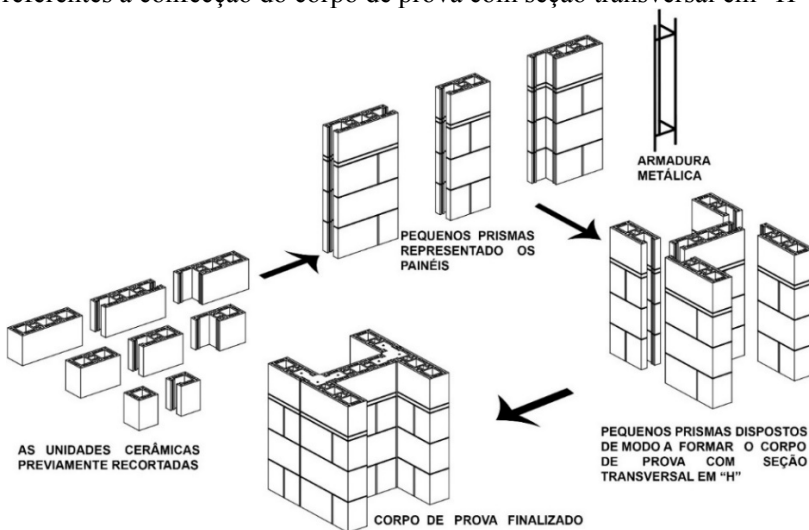


Figura 45 – Processo esquemático de montagem do modelo avaliado de ligação entre painéis. Fonte: Autor.

A Figura 46 ilustra a correção das imperfeições geométricas das unidades cerâmicas previamente recortadas. A Figura 47 mostra as fôrmas e as malhas metálicas utilizadas na execução das placas de argamassa armada com 20 mm de espessura e a Figura 48 a etapa de moldagem destas placas. A Figura 49 correspondente ao início da produção dos prismas e a Figura 50 a sua finalização com o posicionamento das placas de argamassa armada na última junta de assentamento. A Figura 51 apresenta a disposição dos prismas, após quinze dias de cura, sobre uma fina camada de pasta cimentícia depositada na superfície da chapa metálica de aproximadamente 25 mm de espessura de modo a compor o corpo de prova com seção transversal

em “H”. Na Figura 52 podem ser vistos os “dutos” devidamente preenchidos por argamassa e na Figura 53 o corpo de prova finalizado e em processo de cura.



Figura 46 – Em detalhe as unidades cerâmicas devidamente recortadas e em processo de correção das imperfeições geométricas (capeamento). Unidades utilizadas na base dos prismas de quatro fiadas. Fonte: Autor.



Figura 47 – As três variações de fôrmas com as telas metálicas utilizadas na moldagem das placas em argamassa armada. Esta Fonte: Autor.



Figura 48 - Fase de moldagem das placas de argamassa armada. Após a desmoldagem, que ocorreu dois dias após a sua confecção, as placas ficaram em repouso por cerca de 10 dias antes de sua utilização na produção dos pequenos prismas. Fonte: Autor.



Figura 49 – Fase inicial da confecção dos prismas. Cada prisma visa representar um painel estrutural cerâmico pré-fabricado. Fonte: Autor.



Figura 50 – Finalização dos prismas de quatro fiadas, sendo a última fiada precedida por uma placa de argamassa armada. Em primeiro plano pode-se observa os recortes feitos nas unidades cerâmicas. Fonte: Autor.



Figura 51 - Os cinco prismas posicionados sobre a chapa metálica de modo a compor o corpo de prova com seção transversal em "H". Estes foram dispostos sobre uma fina camada de argamassa para permitir o adequado nivelamento do conjunto. Fonte: Autor.



Figura 52 – Esta imagem apresenta o grauteamento do “duto”. Nesta fase foram empregadas cantoneiras metálicas fixadas com auxílio de silicone e peças metálicas. Estas cantoneiras foram utilizadas nos locais onde não foi viável a vedação dos vãos com a argamassa de mesmo traço que o graute. Fonte: Autor.



Figura 53 – O corpo de prova pronto e em processo de cura. Fonte: Autor.

4.1.2. Instrumentação do ensaio

Ao final do processo de cura, os corpos de prova foram transportados e posicionados sob o pórtico metálico situado no Laboratório de Experimentação em Estruturas. Neste pórtico instalou-se previamente um macaco hidráulico com capacidade nominal de 200 kN. Entretanto, devido à grande diferença de altura entre o pórtico e o corpo de prova com seção transversal em “H”, mostrou-se necessária a sua colocação sobre um suporte metálico com cerca de 80 cm de altura. Entre o suporte e o corpo de prova foram posicionadas duas chapas metálicas com 25 mm x 800 mm x 800 mm (espessura, largura e comprimento, respectivamente) e duas placas de neoprene de 18 mm x 150 mm x 1000 mm (espessura, largura e comprimento, respectivamente), sendo as

últimas dispostas apenas sob os prismas da extremidade, de modo que a borda inferior do prisma central ficasse livre (Figura 54).



Figura 54 – Procedimento utilizado para ensaiar o corpo de prova com seção transversal em “H”. Fonte: Autor.

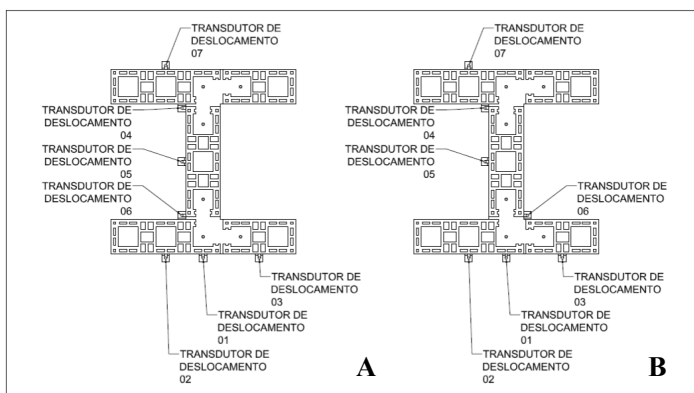


Figura 55 – Esquema de instrumentação do ensaio do corpo de prova com seção transversal em “H”. (a) Esquema empregado no ensaio do primeiro corpo de prova; e, (b) Esquema utilizado nos ensaios do segundo e do terceiro corpos de prova. Fonte: Autor.

A face superior do prisma central teve a sua geometria corrigida por uma pasta composta basicamente por aglomerante. Sobre esta foram posicionadas, nessa ordem, uma chapa de madeira de 05 mm x 200 mm x

440 mm (altura, largura e comprimento, respectivamente), uma viga metálica com 200 mm x 140 mm e 440 mm (altura, largura e comprimento, respectivamente) e uma rótula com 140 mm de diâmetro.

Para a instrumentação dos corpos de prova foram utilizados sete transdutores de deslocamento, sendo quatro nos prismas da extremidade e três no prisma central, cujo objetivo consistiu em mensurar as deformações verticais. O posicionamento dos transdutores de deslocamento pode ser observado na Figura 55. No primeiro corpo de prova, os transdutores de deslocamentos situados no prisma central foram posicionados todos na mesma face. Contudo, visando uma melhor compreensão do comportamento do corpo de prova na presença de uma força de compressão axial, alterou-se o posicionamento do transdutor de deslocamento 06.

4.1.3. O ensaio experimental

O procedimento de ensaio consistiu na aplicação lenta e constante de um carregamento de compressão vertical. Nesta etapa, foram utilizados um macaco hidráulico e uma célula de carga, ambos com capacidade máxima de 200 kN. O carregamento foi aplicado apenas sobre o prisma central (Painel central), pois visou-se induzir tensões de cisalhamento nas interfaces prisma central-prismas da extremidade.

As deformações verticais obtidas nos três corpos de prova são apresentados nas Tabelas 32, 33 e 34 e representados graficamente nas Figuras 56, 57 e 58. A Tabela 35 e a Figura 59 referem-se aos valores médios das deformações verticais obtidas em cada transdutor de deslocamento. Os dados expostos na Tabela 34 e na Figura 58 mostram que a fissuração do prisma central do corpo de prova 03 (transdutor 05) a aproximadamente 64 kN promoveu alterações significativas nas deformações verticais (transdutor 03, 04 e 06).

Outro fato observado durante a análise dos resultados foi uma possível falha da ligação do prisma externo situado junto ao transdutor 07, pois foram verificados em dois corpos de prova (01 e 03) a existência de deformação vertical positiva, ou seja, um descarregamento. No caso do corpo de prova 03, a deformação vertical positiva coincide com a ruptura do prisma central. A falha junto ao transdutor 07 pode ser explicada pela tendência de tombamento do prisma central induzido pela assimetria dos “dutos” de argamassa (ligação com formato em “L”) em relação ao plano do prisma central na direção dos prismas da extremidade confeccionados com unidades cerâmicas de 440 mm de comprimento. Este fato também foi constatado pela análise numérica.

Tabela 32 – Deformação vertical do corpo de prova 01.

Carga (kN)	Tensão p/ área líq. P. central (MPa)	Transd. 01 (mm)	Transd. 02 (mm)	Transd. 03 (mm)	Transd. 04 (mm)	Transd. 05 (mm)	Transd. 06 (mm)	Transd. 07 (mm)
4	0,09	0,0008	-0,0016	-0,0008	-0,0014	-0,0014	-0,0020	0,0000
8	0,19	0,0015	-0,0036	-0,0008	-0,0028	-0,0035	-0,0054	0,0000
14	0,33	0,0008	-0,0031	-0,0008	-0,0056	-0,0064	-0,0080	0,0000
20	0,47	0,0000	-0,0023	-0,0016	-0,0078	-0,0078	-0,0101	0,0000
24	0,56	-0,0008	-0,0016	-0,0016	-0,0099	-0,0099	-0,0127	0,0000
28	0,65	-0,0008	-0,0008	-0,0024	-0,0113	-0,0113	-0,0148	0,0000
34	0,79	-0,0031	0,0000	-0,0032	-0,0141	-0,0127	-0,0181	0,0000
40	0,93	-0,0038	0,0016	-0,0047	-0,0176	-0,0156	-0,0208	0,0000
44	1,03	-0,0046	0,0016	-0,0047	-0,0197	-0,0170	-0,0235	0,0000
48	1,12	-0,0061	-0,0023	-0,0055	-0,0219	-0,0191	-0,0262	0,0000
54	1,26	-0,0069	-0,0023	-0,0071	-0,0254	-0,0219	-0,0302	0,0226
60	1,40	-0,0084	-0,0031	-0,0087	-0,0289	-0,0241	-0,0342	0,0226
64	1,50	-0,0092	-0,0039	-0,0095	-0,0310	-0,0262	-0,0369	0,0226
68	1,59	-0,0092	-0,0047	-0,0103	-0,0338	-0,0276	-0,0402	0,0226
74	1,73	-0,0115	-0,0055	-0,0119	-0,0374	-0,0304	-0,0483	0,0226
80	1,87	-0,0169	-0,0078	-0,0150	-0,0416	-0,0290	-0,0543	0,0226

Fonte: Autor.

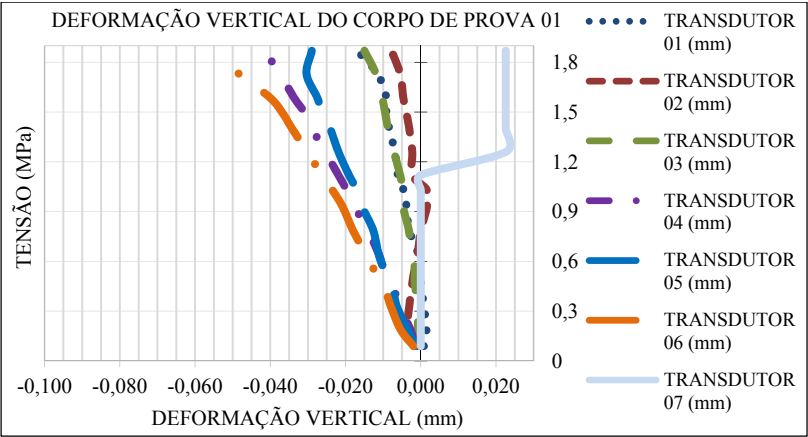


Figura 56 - Representação gráfica dos dados apresentados na Tabela 32. O eixo Y corresponde à tensão para área líquida do painel central. Fonte: Autor.

Tabela 33 – Deformação vertical do corpo de prova 02.

Carga (kN)	Tensão p/ área líq. P. central (MPa)	Transd. 01 (mm)	Transd. 02 (mm)	Transd. 03 (mm)	Transd. 04 (mm)	Transd. 05 (mm)	Transd. 06 (mm)	Transd. 07 (mm)
4	0,09	0,0000	0,0000	-0,0007	-0,0031	0,0000	-0,0014	0,0000
8	0,19	-0,0008	0,0000	-0,0007	-0,0063	-0,0007	-0,0020	0,0000
14	0,33	-0,0023	0,0000	-0,0021	-0,0110	-0,0021	-0,0041	0,0000
20	0,47	-0,0038	0,0000	-0,0029	-0,0172	-0,0042	-0,0068	0,0000
24	0,56	-0,0053	-0,0008	-0,0029	-0,0196	-0,0056	-0,0074	0,0000
28	0,65	-0,0069	-0,0015	-0,0029	-0,0227	-0,0070	-0,0081	0,0000
34	0,79	-0,0091	-0,0015	-0,0036	-0,0266	-0,0098	-0,0095	0,0000
40	0,93	-0,0107	-0,0015	-0,0043	-0,0305	-0,0119	-0,0115	0,0000
44	1,03	-0,0129	-0,0015	-0,0050	-0,0336	-0,0140	-0,0128	0,0000
48	1,12	-0,0145	-0,0015	-0,0050	-0,0360	-0,0154	-0,0135	0,0000
54	1,26	-0,0175	-0,0060	-0,0050	-0,0391	-0,0182	-0,0156	0,0000
60	1,40	-0,0206	-0,0098	-0,0057	-0,0415	-0,0210	-0,0176	0,0000
64	1,50	-0,0229	-0,0128	-0,0057	-0,0438	-0,0231	-0,0189	0,0000
68	1,59	-0,0244	-0,0158	-0,0064	-0,0462	-0,0245	-0,0203	0,0000
74	1,73	-0,0289	-0,0196	-0,0064	-0,0501	-0,0273	-0,0216	0,0000
80	1,87	-0,0320	-0,0241	-0,0071	-0,0524	-0,0309	-0,0237	0,0000

Fonte: Autor.

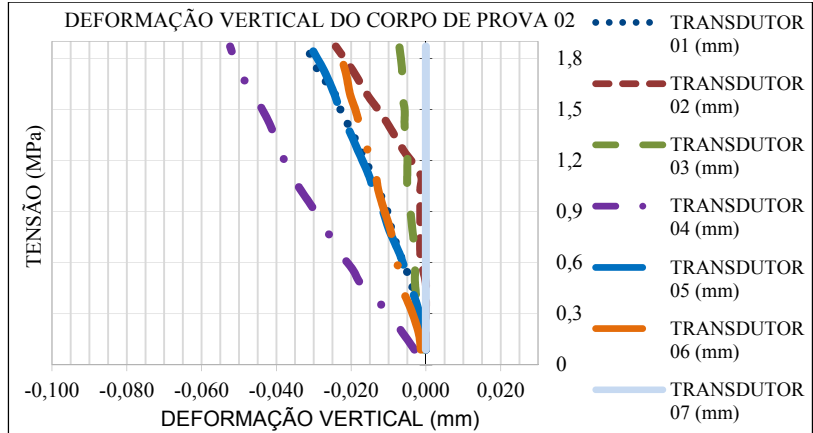


Figura 57 - Representação gráfica dos dados apresentados na Tabela 33. O eixo Y corresponde à tensão para área líquida do painel central. Fonte: Autor.

Tabela 34 – Deformação vertical do corpo de prova 03.

Carga (kN)	Tensão p/ área líq. P. central (MPa)	Transd. 01 (mm)	Transd. 02 (mm)	Transd. 03 (mm)	Transd. 04 (mm)	Transd. 05 (mm)	Transd. 06 (mm)	Transd. 07 (mm)
4	0,09	-0,0005	0,0000	-0,0010	-0,0026	-0,0010	-0,0015	0,0000
8	0,19	-0,0019	-0,0005	-0,0030	-0,0046	-0,0015	-0,0050	0,0000
14	0,33	-0,0019	-0,0005	-0,0045	-0,0097	-0,0035	-0,0080	0,0000
20	0,47	-0,0024	-0,0010	-0,0065	-0,0133	-0,0056	-0,0130	0,0000
24	0,56	-0,0028	-0,0015	-0,0070	-0,0174	-0,0076	-0,0145	0,0000
28	0,65	-0,0038	-0,0021	-0,0080	-0,0225	-0,0096	-0,0160	0,0000
34	0,79	-0,0052	-0,0036	-0,0090	-0,0297	-0,0126	-0,0195	0,0000
40	0,93	-0,0062	-0,0041	-0,0110	-0,0368	-0,0156	-0,0230	0,0000
44	1,03	-0,0066	-0,0046	-0,0115	-0,0409	-0,0172	-0,0250	-0,0115
48	1,12	-0,0076	-0,0051	-0,0125	-0,0450	-0,0192	-0,0270	-0,0115
54	1,26	-0,0090	-0,0062	-0,0135	-0,0516	-0,0217	-0,0305	-0,0115
60	1,40	-0,0104	-0,0072	-0,0150	-0,0588	-0,0242	-0,0340	-0,0115
64	1,50	-0,0062	-0,0046	-0,0120	-0,0736	-0,0156	-0,0460	-0,0115
68	1,59	-0,0033	-0,0021	-0,0095	-0,0813	-0,0136	-0,0505	0,0000
74	1,73	-0,0024	-0,0010	-0,0080	-0,0905	-0,0101	-0,0545	0,0000
80	1,87	0,0000	0,0005	-0,0060	-0,1002	-0,0076	-0,0590	-0,0115

Fonte: Autor.

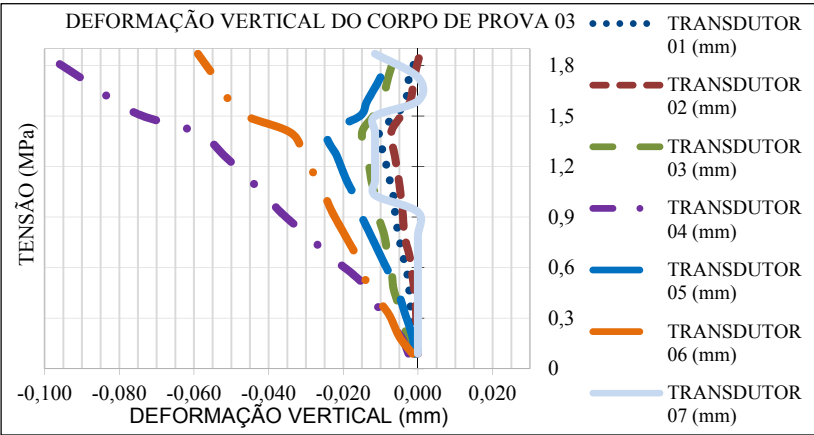


Figura 58 - Representação gráfica dos dados apresentados na Tabela 34. O eixo Y corresponde à tensão para área líquida do painel central. Fonte: Autor.

Tabela 35 - Média das deformações verticais dos 03 corpos de prova.

Carga (kN)	Tensão p/ área líq. P. central (MPa)	Transd. 01 (mm)	Transd. 02 (mm)	Transd. 03 (mm)	Transd. 04 (mm)	Transd. 05 (mm)	Transd. 06 (mm)	Transd. 07 (mm)
4	0,09	0,0001	-0,0005	-0,0008	-0,0024	-0,0008	-0,0016	-0,0000
8	0,19	-0,0004	-0,0015	-0,0015	-0,0046	-0,0019	-0,0041	-0,0000
14	0,33	-0,0011	-0,0012	-0,0025	-0,0088	-0,0040	-0,0067	-0,0000
20	0,47	-0,0021	-0,0011	-0,0037	-0,0128	-0,0058	-0,0099	-0,0000
24	0,56	-0,0030	-0,0013	-0,0038	-0,0156	-0,0077	-0,0116	-0,0000
28	0,65	-0,0038	-0,0014	-0,0044	-0,0188	-0,0093	-0,0130	-0,0000
34	0,79	-0,0058	-0,0017	-0,0053	-0,0235	-0,0117	-0,0157	-0,0000
40	0,93	-0,0069	-0,0014	-0,0067	-0,0283	-0,0144	-0,0184	-0,0000
44	1,03	-0,0081	-0,0015	-0,0071	-0,0314	-0,0161	-0,0204	-0,0038
48	1,12	-0,0094	-0,0030	-0,0077	-0,0343	-0,0179	-0,0222	-0,0038
54	1,26	-0,0111	-0,0048	-0,0085	-0,0387	-0,0206	-0,0254	0,0037
60	1,40	-0,0131	-0,0067	-0,0098	-0,0431	-0,0231	-0,0286	0,0037
64	1,50	-0,0127	-0,0071	-0,0091	-0,0495	-0,0217	-0,0339	0,0037
68	1,59	-0,0123	-0,0075	-0,0087	-0,0538	-0,0219	-0,0370	0,0075
74	1,73	-0,0143	-0,0087	-0,0088	-0,0593	-0,0226	-0,0425	0,0075
80	1,87	-0,0163	-0,0105	-0,0094	-0,0647	-0,0225	-0,0456	0,0037

Fonte: Autor.

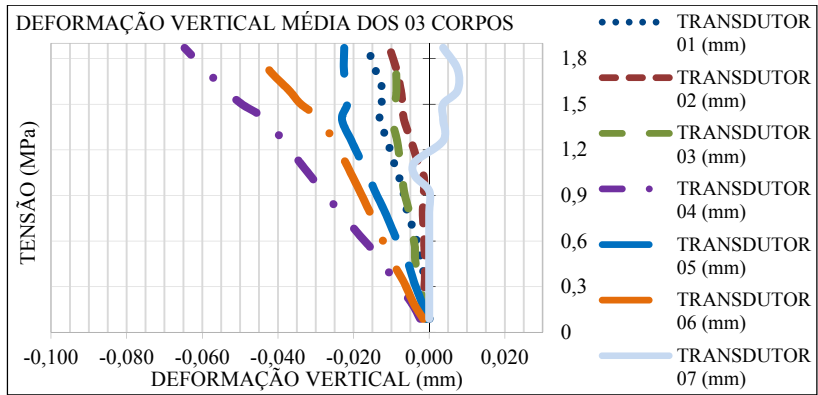


Figura 59 – Representação gráfica dos dados apresentados na Tabela 35. O eixo Y corresponde à tensão para área líquida do painel central. Fonte: Autor.

Segundo Capuzzo Neto (2005), a resistência à compressão pode ser determinada considerando-se a distribuição do carregamento aplicado apenas sobre a face do topo do prisma central ou sobre toda a superfície superior do corpo de prova com seção transversal em “H”. Com base neste comentário e no carregamento aplicado no momento em que ocorre a provável ruptura do prisma central e/ou da extremidade situado junto ao transdutor de deslocamento 07, determinou-se a resistência máxima a compressão dos corpos de prova com seção transversal em “H”. Os resultados obtidos, expostos na Tabela 36, encontram-se em MPa e são referentes à área líquida.

Tabela 36 – Resultados referentes à resistência a compressão do corpo de prova cerâmico com seção transversal em “H”.

	Resistência com base apenas no prisma central (MPa)	Resistência com base em toda a superfície do corpo de prova (MPa)
Corpo de prova 01	1,12	0,27
Corpo de prova 02	2,15	0,53
Corpo de prova 03	1,40	0,34
Média	1,56	0,38
Variância	0,28	0,02
Desvio-padrão	0,53	0,13
Coefficiente de variação	34,21%	35,40%

Fonte: Autor.

Com base em Santos (2008) que estudou a influência da geometria das unidades no desempenho das argamassas, nas imagens e nos resultados obtidos neste capítulo e no capítulo anterior (principalmente em relação a resistência de aderência a tração na flexão), constata-se que a ampliação da área de contato argamassa-substrato (unidade cerâmica) proporcionado pela configuração da ligação avaliada minimizou as influências da alta capacidade de retenção de água e do baixo fator água/aglomerante da argamassa.

A baixa capacidade de acomodar deformações da argamassa, a assimetria dos “dutos” em relação ao plano do prisma central e a forma de disposição dos apoios induziram tensões de tração junto à borda inferior do prisma central e no terço médio dos prismas externos confeccionados com unidades cerâmicas de 440 mm de comprimento. As fissuras nestes pontos se originaram a aproximadamente 80 kN, mas a sua rápida expansão só foi observada no momento em que o carregamento

atingiu 110 kN. Entretanto, por medida de segurança, optou-se por não continuar a aplicação do carregamento até a ruptura total.

A limitação do carregamento foi imposta pelo rompimento dos prismas central e das extremidades (Figuras 60, 61 e 62). Este fato não permitiu identificar o momento em que ocorre a ruptura da interface prisma central-prismas da extremidade, pois a ligação apresentou resistências mecânicas superiores a dos pequenos prismas.



Figura 60 – Formas de ruptura dos corpos de prova com seção transversal em “H” observadas durante a aplicação de uma força de compressão vertical. As imagens de 1A a 1D correspondem ao corpo de prova com seção transversal em “H” 01. Fonte: Autor.



Figura 61 – Formas de ruptura dos corpos de prova com seção transversal em “H” observadas durante a aplicação de uma força de compressão vertical. As imagens de 2A a 2C correspondem ao corpo de prova com seção transversal em “H” 02. Fonte: Autor.

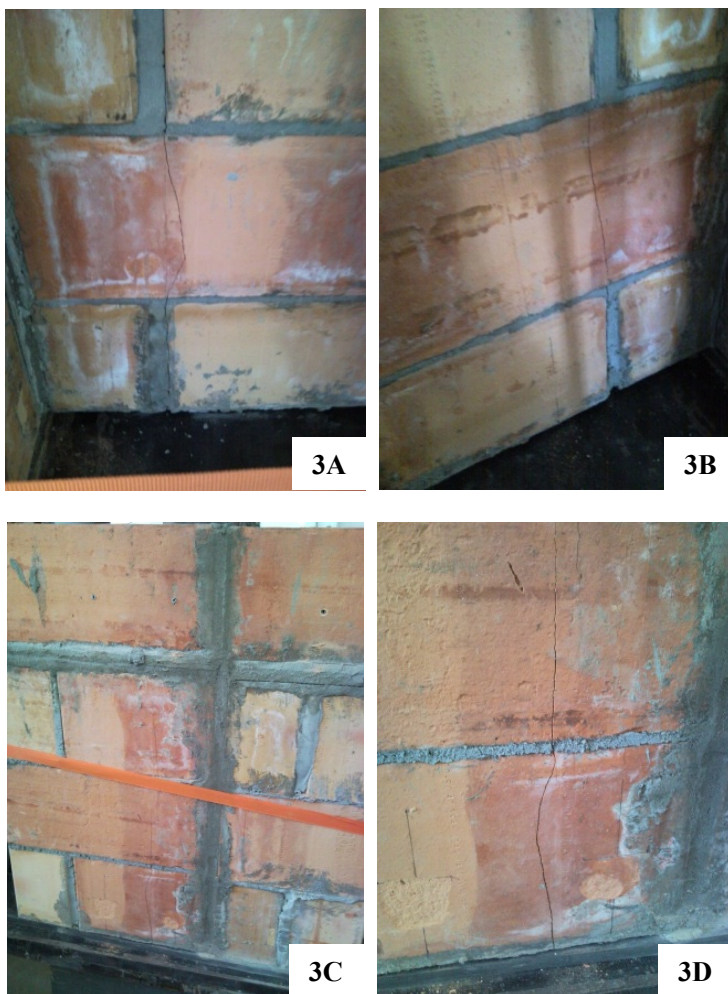


Figura 62 – Formas de ruptura dos corpos de prova com seção transversal em “H” observadas durante a aplicação de uma força de compressão vertical. As imagens de 3A a 3D correspondem ao corpo de prova com seção transversal em “H” 01. Fonte: Autor.

Os primeiros indícios da presença de interação entre painéis adjacentes em alvenaria estrutural foram observados em 1979 por Sinha e Hendry durante a análise dos resultados obtidos em seus ensaios experimentais. Este fato induziu a realização de inúmeras pesquisas

visando a sua investigação, dentre as quais se destacam as realizadas por Capuzzo Neto.

A presença da interação entre painéis adjacentes em alvenaria estrutural pode ser confirmada através da análise das deformações verticais e das tensões normais verticais ao longo da altura do corpo de prova com seção transversal em "H" durante a aplicação de um carregamento constante sobre o painel central. A tendência de uniformização tanto das deformações verticais quanto das tensões normais verticais junto à base do corpo de prova comprova a sua presença. Contudo, a obtenção destes dados exige uma grande quantidade equipamentos inviabilizando a realização de ensaios experimentais. A obtenção das tensões demanda posicionamento de células de cargas sob toda a base do corpo de prova e, das deformações a instalação de diversos transdutores de deslocamento ao longo da altura dos corpos de prova. Capuzzo Neto (2005) visando simplificar um pouco este processo buscou determinar a presença da interação através da variação do módulo de elasticidade, coletando estes dados na parte superior do painel central e dos flanges e na parte inferior de ambos. A maior proximidade dos módulos junto à base em relação ao topo, segundo o autor, indica a presença de interação entre os painéis. Em todos os casos mencionados anteriormente a determinação da interação ocorre em corpos de prova com a sua base completamente apoiada e em painéis em alvenaria estrutural com suas interfaces intertravadas. Entretanto, os avanços nos estudos referentes à presença da interação só atingiram seu auge com a utilização da análise numérica, pois com o auxílio desta ferramenta foi possível uma melhor compreensão da distribuição das tensões normais verticais e a sua influência no comportamento do corpo de prova.

Entretanto, não foi possível a disposição tanto das células de cargas sob a base do corpo de prova quanto dos transdutores de deslocamento ao longo de sua altura devido à sua dimensão e a forma de execução dos seus apoios. Contudo, verificou-se, com base em Capuzzo Neto (2005), que a deformação vertical dos flanges durante aplicação de um carregamento pode indicar a tendência de distribuição das deformações verticais e das tensões normais verticais. Com base neste comentário e nos dados apresentados na Tabela 37 e na Figura 63, pode-se verificar a progressão das deformações verticais dos prismas da extremidade com a aplicação constante do carregamento, ou seja, a possível distribuição das tensões do prisma central para os prismas da extremidade.

Tabela 37 – Dados referentes às deformações verticais médias dos prismas da extremidade e a deformação vertical média constatada no centro do vão do prisma central do corpo de prova com seção transversal em “H”.

Carga (kN)	Tensão p/ área total do painel central (MPa)	Tensão p/ área líquida painel central (MPa)	Tensão p/ área total do corpo “H” (MPa)	Média da deformação vertical dos prismas externos (mm) – (transdutores 01, 02, 03 e 07)	Deformação vertical média no centro do prisma central (mm) – (transdutor 05)
4	0,06	0,09	0,01	0,0001	-0,0008
8	0,13	0,19	0,03	-0,0008	-0,0019
14	0,23	0,33	0,05	-0,0012	-0,0040
20	0,32	0,47	0,07	-0,0017	-0,0058
24	0,39	0,56	0,09	-0,0020	-0,0077
28	0,45	0,65	0,10	-0,0024	-0,0093
34	0,55	0,79	0,13	-0,0032	-0,0117
40	0,65	0,93	0,15	-0,0037	-0,0144
44	0,71	1,03	0,16	-0,0051	-0,0161
48	0,78	1,12	0,18	-0,0060	-0,0179
54	0,88	1,26	0,20	-0,0052	-0,0206
60	0,97	1,40	0,22	-0,0065	-0,0231

Fonte: Autor.

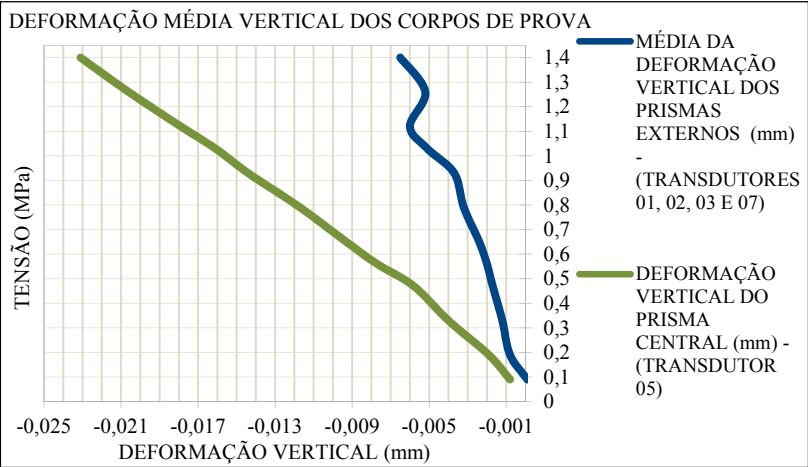


Figura 63 - Representação gráfica dos dados apresentados na Tabela 37. O eixo X corresponde à tensão para área líquida do painel central. Fonte: Autor.

A parcela de carga absorvida em cada material pode ser determinada através do procedimento de cálculo proposto por Guimarães César (2007). Esta pesquisadora, com base na Lei de Hooke, constatou através da análise elástica que a parcela de carga absorvida pelos materiais é proporcional ao módulo de elasticidade e a área efetiva exposta ao carregamento. Em outras palavras, materiais com os maiores módulos de elasticidade são responsáveis por absorver a maior parcela do carregamento total imposto ao conjunto.

De modo simplificado, este procedimento consiste em considerar que os materiais tendem a mostrar deformações similares sob a aplicação de um carregamento. Dessa forma, partindo-se da igualdade das deformações dos materiais e dos outros princípios conhecidos, se obtém as seguintes equações:

$$\sigma = \varepsilon \cdot A \quad (\text{Equação 25})$$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (\text{Equação 26})$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{F}{A \cdot E} \quad (\text{Equação 27})$$

$$\text{Se } \varepsilon_{arg.} = \varepsilon_{unidade} = \varepsilon_{aço}$$

Tem-se:

$$F_{unidade} = \frac{F_t \cdot A_{unidade} \cdot E_{unidade}}{A_{unidade} \cdot E_{unidade} + A_{arg.} \cdot E_{arg.} + A_{aço} \cdot E_{aço}} \quad (\text{Equação 28})$$

$$F_{arg} = \frac{F_t \cdot A_{argamassa} \cdot E_{argamassa}}{A_{unidade} \cdot E_{unidade} + A_{arg.} \cdot E_{arg.} + A_{aço} \cdot E_{aço}} \quad (\text{Equação 29})$$

$$F_{aço} = \frac{F_t \cdot A_{aço} \cdot E_{aço}}{A_{unidade} \cdot E_{unidade} + A_{arg.} \cdot E_{arg.} + A_{aço} \cdot E_{aço}} \quad (\text{Equação 30})$$

Sendo:

$F_{unidade}$, $F_{arg.}$ e $F_{aço}$ refere-se ao carregamento resistido respectivamente pela alvenaria, pela argamassa do graute e pelas armaduras;

$A_{unidade}$, $E_{unidade}$ e $\nu_{unidade}$ correspondem respectivamente à área resistente, ao módulo de elasticidade e ao coeficiente de Poisson da unidade cerâmica;

$A_{arg.}$, $E_{arg.}$ e $\nu_{arg.}$ correspondem respectivamente à área resistente, ao módulo de elasticidade e ao coeficiente de Poisson da Argamassa do graute;

$A_{aço}$, $E_{aço}$ e $\nu_{aço}$ correspondem respectivamente à área resistente, ao módulo de elasticidade e ao coeficiente de Poisson das Armaduras; e,

$\varepsilon_{unidade}$, $\varepsilon_{arg.}$ e $\varepsilon_{aço}$ referem-se respectivamente às deformações longitudinais da alvenaria, da argamassa do graute e da armadura. (São iguais).

Com aplicação das equações 28, 29 e 30 obteve-se a parcela de carga absorvida em cada material, ou seja, a porcentagem do carregamento absorvido pela argamassa do graute, pela armadura e pela unidade cerâmica. Os resultados obtidos encontram-se expostos na Tabelas 38 e 39.

Tabela 38 – Análise da absorção da carga pelos materiais componentes do corpo de prova com base no procedimento proposto por Guimarães César (2007).

Corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com aço CA-50							
	Área líquida do prisma central						
Materiais e componentes	Carga aplicada	Módulo de elasticidade (GPa)	Carga absorvida (kN)	Carga absorvida (%)	Área líquida (mm ²)	Área líquida (%)	Tensão (MPa)
Unidade cerâmica	60 kN	4,733	12,48	20,79	26200	61,21	0,48
Argamassa	1,40 MPa	26,720	44,21	73,68	16443	38,42	2,69
Aço		210,000	3,32	5,53	157	0,37	21,13
	Área líquida do corpo de prova com seção transversal em “H”						
Unidade cerâmica	60 kN	4,733	14,05	23,43	112600	64,49	0,12
Argamassa	0,34 MPa	26,720	43,34	72,24	61529	35,24	0,70
Aço		210,000	2,61	4,35	471	0,27	5,54

Fonte: Autor.

Tabela 39 – Análise da absorção da carga pelos materiais componentes do corpo de prova com base no procedimento proposto por Guimarães César (2007) (continuação da Tabela 38)

Corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com aço CA-50							
	Área líquida do prisma central						
Materiais e componentes	Carga aplicada	Módulo de elasticidade (GPa)	Carga absorvida (kN)	Carga absorvida (%)	Área líquida (mm ²)	Área líquida (%)	Tensão (MPa)
Corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com aço CA-25							
	Área líquida do prisma central						
Unidade cerâmica	60 kN	4,733	12,49	20,82	26200	61,21	0,48
Argamassa	1,40 MPa	26,720	44,26	73,77	16443	38,42	2,69
Aço		205,000	3,24	5,40	157	0,37	20,65
	Área líquida do corpo de prova com seção transversal em “H”						
Unidade cerâmica	60 kN	4,733	14,06	23,44	112600	64,49	0,12
Argamassa	0,34 MPa	26,720	43,39	72,31	61529	35,24	0,71
Aço		205,000	2,55	4,25	471	0,27	5,41
Corpo de prova com seção transversal em “H”, desconsiderando-se a presença da armadura metálica							
	Área líquida do prisma central						
Unidade cerâmica	60 kN	4,733	13,11	21,85	26200	61,21	0,50
Argamassa	1,40 MPa	26,720	46,89	78,15	16600	38,79	2,82
	Área líquida do corpo de prova com seção transversal em “H”						
Unidade cerâmica	60 kN	4,733	14,60	24,34	112600	64,49	0,13
Argamassa	0,34 MPa	26,720	45,40	75,66	62000	35,51	0,73

Fonte: Autor.

Os resultados expostos na Tabelas 38 e 39 mostram que as características e propriedades da argamassa têm influência direta sobre o comportamento da ligação, sendo a sua importância para o desempenho da ligação superior à da armadura metálica. Estes dados também indicam

que a modificação do tipo de aço empregado na confecção da armadura promove alterações mínimas nas parcelas de cargas absorvidas pelos materiais e, no caso em que a armadura foi desconsiderada, a argamassa foi responsável por absorver a maior parcela da carga que seria a ela destinada.

4.2. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A opção pela confecção do corpo de prova com seção transversal em “H” em escala natural (1:1) encontra-se fundamentada em pesquisas desenvolvidas por Camacho (2001) e Silva (2003c), pois estes observaram que a utilização de modelos em escala reduzida para a avaliação da amarração indireta da alvenaria induz a resultados equivocados. Entretanto, os pesquisadores não conseguiram determinar com precisão as razões que motivaram as diferenças observadas entre os resultados obtidos pelos modelos em escala reduzida e os constatados em escala natural. Isto acabou se tornando um fator limitante do número de amostras a serem analisadas devido à dimensão, complexidade e peso próprio do corpo de prova e ao espaço físico disponível no laboratório.

Apesar de serem apenas três amostras, estas representaram de modo satisfatório o comportamento da ligação sob a presença de tensões de cisalhamento verticais. Os resultados obtidos indicam, em dois corpos de prova (01 e 03), uma possível falha da ligação do prisma situado junto ao transdutor de deslocamento 07 induzida pela assimetria do “duto” de argamassa. No corpo de prova 01, no princípio do descarregamento não foram constatadas fissuras ou perda de aderência da argamassa utilizada como graute. A fissuração, neste caso, iniciou-se no prisma central em aproximadamente 74 kN.

Parte do desempenho do modelo de ligação avaliado pode ser atribuída à ampliação significativa da área de contato entre a argamassa e o substrato, proporcionada pela realização de recortes específicos nas unidades cerâmicas. O aumento expressivo desta área minimizou os possíveis efeitos negativos relacionados à alta capacidade de retenção de água e ao baixo fator água/aglomerante da argamassa. Este ganho de resistência de aderência à tração foi demonstrado durante a realização do ensaio experimental, pois até aproximadamente 132 kN (valor máximo do carregamento aplicado durante a realização do ensaio) não foi constatada a separação entre argamassa e o substrato. As resistências de aderência à tração e à compressão e o alto módulo de elasticidade da argamassa contribuiu para que esta fosse responsável pela absorção da

maior parcela da carga aplicada, sendo a sua influência no comportamento da ligação superior ao da armadura metálica.

Entretanto, o emprego desta argamassa para assentamento não se mostrou muito viável, pois o seu uso tornou os corpos de prova com seção transversal em “H” extremamente frágeis. O elevado módulo de elasticidade da argamassa induziu o aparecimento de tensões de tração, resultando no início e propagação de fissuras na base do prisma central e no terço médio de um dos prismas das extremidades.

Como comentado anteriormente, a ruptura da ligação não ocorre na interface, mas na ligação do prisma da extremidade situado junto a transdutor de deslocamento 07. Contudo, no caso do corpo de prova 03, esta falha pode estar relacionada também à ruptura do prisma central, pois as duas ocorrem quase que simultaneamente. Em virtude disto, para a determinação da resistência deste modelo de ligação adotou-se o valor médio de ruptura constatada no transdutor de deslocamento 07 nos corpos de prova 01 e 03. Nesta investigação empregou-se o procedimento proposto por Capuzzo Neto (2005), o qual foi fundamentado pela norma brasileira ABNT NBR 10837:1999 (Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto). Este procedimento considera que a resistência média ao cisalhamento é igual à razão da força de ruptura do corpo de prova pela área das interseções, conforme a seguinte equação:

$$\tau_{vert} = \frac{F_{ruptura}}{A_{interseção}} = \frac{F_{ruptura}}{2 \cdot h \cdot e} \quad (\text{Equação 31})$$

Onde:

τ_{vert} – resistência média ao cisalhamento vertical da alvenaria;

$F_{ruptura}$ – força de ruptura do corpo de prova;

$A_{interseção}$ – área das interseções;

h – altura do corpo de prova; e ,

e – espessura da parede.

Ao se aplicar este procedimento obteve-se uma resistência de 0,28 MPa, bem abaixo do 0,35 MPa recomendado pela atual norma ABNT NBR 15812-1:2010. Silva (2003c) observou que a resistência dos corpos de prova confeccionados com amarração indireta corresponde a cerca de 50% da obtida em corpos de prova com amarração direta e Moreira (2007) que ela era em torno de 60%. Com base neste comentário e na resistência vertical média ao cisalhamento de 0,43 Mpa para corpos de prova em alvenaria cerâmica confeccionados com amarração direta obtida tanto por Capuzzo Neto (2005) quanto por Silva (2003c), constata-se que o valor obtido nesta pesquisa encontra-se dentro do esperado, correspondendo a 62% desta.

CAPÍTULO 5
ANÁLISE NUMÉRICA

5. ANÁLISE NUMÉRICA PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

A metodologia adotada nesta pesquisa foi embasada nos procedimentos de análise das deformações verticais e das tensões normais verticais pelo Método de Elementos Finitos de interseções entre paredes de alvenaria na presença de tensões de cisalhamento verticais. Tal análise foi realizada considerando as hipóteses de isotropia, homogeneidade e não linearidade dos materiais, sendo utilizada para este processo a plataforma computacional ANSYS.

Nesta pesquisa, o termo isotrópico faz referência a todo material que possui os mesmos valores das propriedades mecânicas em todas as direções e, o homogêneo àqueles que não apresentam nenhuma descontinuidade ou falha interna. A adoção do comportamento não linear se deve aos modelos tradicionais de cálculo concebidos para análise de estruturas metálicas e de concreto armado se basearem em modelos contínuos e lineares, incapazes de simular estruturas constituídas por unidades cerâmicas de comportamento fortemente não linear induzido pela fraca resistência à tração das juntas. (Gago, Virtuoso e Lamas, 1997).

A formulação do problema do modelo de ligação avaliado (modelo numérico, condições de contorno, etc.) foi norteador pelo protótipo experimental construído com base no procedimentos adotados por pesquisadores como Lissel, Shrive e Page (2000), Camacho (2001), Silva (2003c) e Capuzzo Neto (2005). A realização desta análise visou à compreensão da distribuição das tensões normais verticais e a influência da argamassa e da armadura metálica no desempenho deste modelo de ligação. O estudo deste tipo de ligação (amarração indireta), segundo Capuzzo Neto (2005), mostra-se relevante devido à inexistência de dados suficientes para o estabelecimento de parâmetros que regulamentem a sua utilização. Uma das justificativas para esta dificuldade pode ser atribuída à grande variedade de disposições (configurações) possíveis para a execução deste tipo de ligação.

5.1.MODELOS NUMÉRICOS

Para realização desta análise foram concebidos dois modelos numéricos tridimensionais distintos, sendo o primeiro confeccionado com os apoios situados apenas sob os prismas da extremidade (painéis externos) e o segundo com sua base completamente apoiada. A força aplicada foi transmitida ao topo do prisma central (painel central) através de uma viga em aço, executada conforme as características geométricas da viga utilizada no ensaio. O uso deste elemento teve por função simular o modo de aplicação do carregamento realizado durante o programa experimental.

Entretanto, ressalta-se que em ambos os casos não foram consideradas as chapas de neoprene situadas sob a base do corpo de prova, devido à complexidade na formulação de um modelo numérico que abordasse simultaneamente elementos estruturais elásticos e hiperelásticos. A complexidade do modelo, neste caso, seria muito grande e que, portanto, optou-se por um modelo mais simplificado com resultados compatíveis com o nível de precisão esperado.

As características abordadas na formulação dos modelos numéricos do corpo de prova com seção transversal em “H” obedeceram à sequência a seguir:

- 5.1.1. – Materiais e propriedades mecânicas;
- 5.1.2. – Geometria;
- 5.1.3. – “Caminhos” de obtenção de dados;
- 5.1.4. – Elementos utilizados e malha gerada; e,
- 5.1.5. – Condições de Contorno e Aplicação dos carregamentos.

5.1.1. Materiais e propriedades mecânicas

Esta etapa corresponde ao processo de inserção das propriedades referentes à argamassa, à unidade cerâmica estrutural e aos dois tipos de aço no software Ansys. Em relação a argamassa e a unidade cerâmica, foi adotado o critério de Von-Mises para determinar a forma de ruptura. Contudo, ressalta-se que a análise foi restrita a 80 kN de carregamento máximo, ou seja, esta limitou-se apenas a fase correspondente ao comportamento elástico do corpo de prova com seção transversal em “H”. Para a realização da análise numérica optou-se pela micromodelagem simplificada sem consideração do comportamento das interfaces argamassa-unidade e argamassa-armadura metálica. Em outras palavras, nesta análise considerou-se a perfeita aderência entre a argamassa e os componentes construtivos (unidade cerâmica, armadura metálica e placa

de argamassa armada) utilizados na confecção dos corpos de prova. Para simular a perfeita aderência foram empregados os elementos 3D TARGE170 e CONTA174 para definição da superfície de contato, sendo considerado também os nós situados no meio das arestas. Nesta etapa, para reger o comportamento destas superfícies foi selecionado o algoritmo de contato *Augmented Lagrangian method*. As propriedades dos materiais e componentes apresentados na Tabela 40 foram obtidos através de ensaios experimentais, da revisão bibliográfica e do próprio software (dados gerados de forma automática com a inserção do módulo de elasticidade e do Coeficiente de Poisson).

Tabela 40 – Propriedades dos materiais utilizados na análise numérica do corpo de prova com seção transversal em “H”.

	Aço estrutural CA-50⁽¹⁾	Aço estrutural CA-25⁽¹⁾	Argamassa de assentamento e graute	Unidade cerâmica estrutural
Densidade (kg/m³)	7850	7850	2155	1550
Coeficiente de Poisson	0,3	0,3	0,1982	0,16 ⁽⁴⁾
Módulo de elasticidade (GPa)	210	205	26,72	4,733 ⁽²⁾
Modulo de volume (GPa)	175 ⁽³⁾	170,83 ⁽³⁾	14,756 ⁽³⁾	2,3201 ⁽³⁾
Módulo de cisalhamento (GPa)	80,769 ⁽³⁾	78,846 ⁽³⁾	11,15 ⁽³⁾	2,0401 ⁽³⁾
Módulo tangente (GPa)	1,45 ⁽³⁾	1,45 ⁽³⁾	-	-
Resistência limite à tração (MPa)	500	250	0	0
Resistência limite à compressão (MPa)	500	250	0	0
Resistência última à tração (MPa)	540	300	9,06	0,16 ⁽²⁾
Resistência última à compressão (MPa)	0	0	49,07	8,33
⁽¹⁾ Fonte: Gerdau (2012). ⁽²⁾ Fonte: Guimarães César (2007). ⁽³⁾ Fonte: Ansys software (2012), refere-se aos dados gerados pelo software. ⁽⁴⁾ Fonte: Estabelecido com base nas recomendações da norma brasileira ABNT NBR 15270:2005 (Coeficiente de Poisson da Alvenaria - 0,15).				

Fonte: Gerdau (2012), Guimarães (2007), Software Ansys (2012) e Autor (2011).

5.1.2. Geometria

A geometria do modelo numérico que visa representar o modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados encontra-se ilustrada na Figura 64. Esta geometria consiste na ligação de cinco prismas de quatro fiadas, sendo a última fiada antecedida por uma placa confeccionada em argamassa com 20 mm de espessura, armada por uma tela metálica fina em camada dupla com intuito de minimizar a ocorrência de fissuras. Na confecção dos pequenos prismas foi empregada a família de unidades cerâmicas estruturais de 140 mm de largura, sendo utilizadas as unidades com 140 mm, 290 mm e 440 mm de comprimento. Em relação à espessura das juntas de argamassa, destaca-se que a horizontal foi executada com aproximadamente 05 mm e a vertical com 10 mm (adequação necessária para atender aos requisitos geométricos). Nos pontos onde ocorrem as ligações dos prismas, as unidades cerâmicas sofreram recortes especiais. O espaço resultante deste processo foi preenchido com a argamassa de assentamento reforçada por uma armadura executada com barras de aço de 10 mm de diâmetro, conforme mostrado na Figura 64.

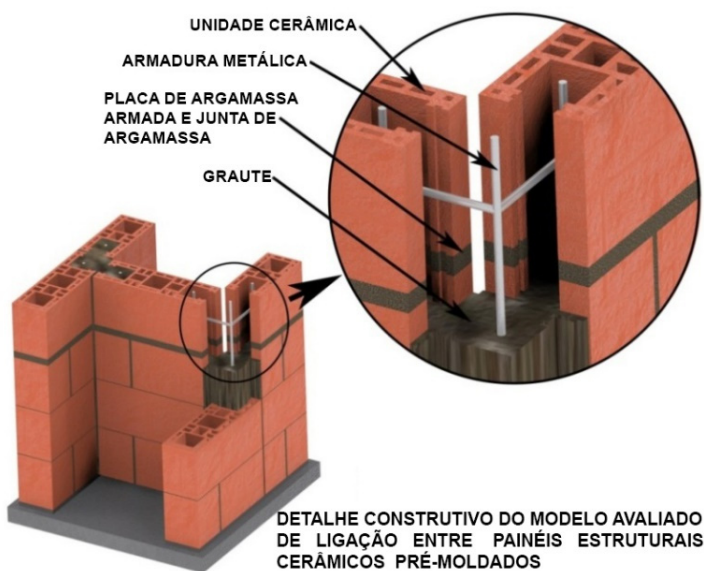


Figura 64 – Detalhe construtivo do modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados. Fonte: Autor.

5.1.3. “Caminhos” de obtenção de dados

O software Ansys disponibiliza duas opções para aquisição de dados em pontos pré-determinados. A primeira refere-se a um plano de seção, sendo apresentados os valores máximo e mínimo do quesito que se pretende avaliar (tensões ou deformações) para área seccionada. O posicionamento do plano pode ser determinado com base no eixo de coordenada principal ou por outros estabelecidos ao longo da geometria. A segunda opção consiste no estabelecimento “*Path*” (caminhos), conforme ilustrado na Figura 65. O comprimento, a direção e a quantidade de pontos de coleta de dados de cada “caminho” podem ser definidos conforme as necessidades de cada análise.

Nesta pesquisa optou-se pelo uso dos “caminhos” por se assemelharem aos procedimentos adotados durante o ensaio experimental. Para o corpo de prova com o prisma central (painel central) engastado aos da extremidade (painéis externos) com a sua borda inferior livre foram definidos 16 “caminhos” (Figura 65A com exceção dos quatro últimos caminhos) e para o corpo de prova com a sua base completamente apoiada foram determinados 20 “caminhos” (Figura 65A). A definição de quatro “caminhos” a mais para o segundo caso foi embasada na necessidade da investigar a tendência ou não de uniformização das tensões junto a base do corpo de prova, ou seja, da presença de interação. No primeiro caso esta não ocorrerá devido a um impedimento físico (a borda inferior livre do prisma central). Estes começaram a 95 mm da base e terminaram a 95 mm do topo do corpo de prova (Figura 65B), sendo definidos 47 pontos de coletas de dados por “caminho”.

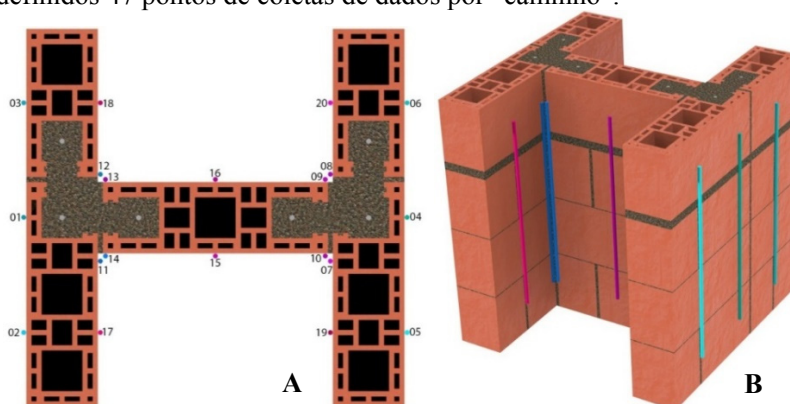


Figura 65 – Detalhe referente aos “Caminhos” (*Path*) utilizados para a obtenção de dados da análise numérica realizada do corpo de prova com seção transversal em “H”. Fonte: Autor.

5.1.4. Elementos utilizados e malha gerada

Nesta etapa definiram-se os tipos de elementos estruturais e da malha a serem utilizados. Para a confecção do modelo numérico adotaram-se os elementos estruturais SOLID186 e SOLID187. Ambos permitem a formulação de materiais com plasticidade, encruamento, fluência e capacidade de grandes deformações. Em outras palavras, eles conseguem representar adequadamente tanto as unidades cerâmicas quanto as armaduras metálicas. O opção pelo uso do elemento estrutural SOLID187 foi justificada pela elevada assimetria da malha constatada no graute e na armadura metálica.

O SOLID186 (Figura 66) corresponde a um elemento estrutural tridimensional hexaédrico de 20 nós e o SOLID187 (Figura 67) a um elemento estrutural tetraédrico de 10 nós. Ambos com três graus de liberdade por nó (translações). A definição pelo uso destes em vez do SOLID65, elemento estrutural tridimensional hexaédrico de 8 nós com três graus de liberdade por nó amplamente utilizado em pesquisas científicas, encontra-se embasada nas recomendações de Wideira e Xue (2004) e Peleteiro e Corrêa (2007). De acordo com estes autores, os modelos numéricos concebidos com tal elemento apresentam valores de tensões inferiores às obtidas em ensaios experimentais, ou seja, estes modelos são incapazes de prever adequadamente o comportamento do corpo de prova avaliado.

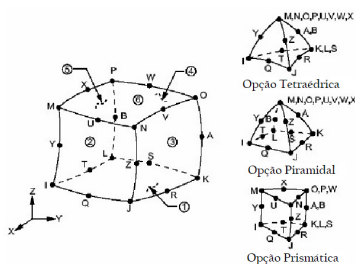


Figura 66 – Geometria do elemento SOLID186 (ANSYS, 2011).

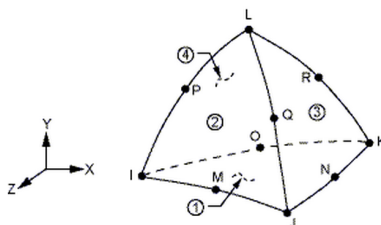


Figura 67 – Geometria do elemento SOLID187 (ANSYS, 2011).

O Método de Elementos Finitos (MEF) consiste em um método numérico que visa aproximar a solução de problemas de valor de fronteira tanto por equações diferenciais ordinárias quanto por equações diferenciais parciais através da subdivisão da geometria do problema em elementos menores denominados “elementos finitos”. O uso destes elementos permite a aproximação da solução exata através da interpolação de uma solução aproximada. Esta subdivisão da geometria em elementos menores corresponde à “malha”, sendo a precisão dos resultados determinada pelo seu nível de refinamento. Entretanto, os resultados obtidos pela aplicação deste método consistem apenas em aproximações da solução, pois os aportes tecnológicos atualmente disponíveis (incluindo-se os supercomputadores) ainda são incapazes de realizar uma soma infinita. Esta limitação induz a erros de truncamentos das equações diferenciais, que dependendo do refinamento da malha (malhas mais grossas) tendem a aumentar significativamente. Contudo, no caso das análises estruturais, o uso de uma malha pouco refinada pode resultar na superestimação da rigidez e das frequências de vibração e na presença de graves erros de truncamento. [Hemez (2007); Steeneckers (2008) e Atamturktur, Hemez e Unal (2010)].

Desse modo, buscou-se durante a definição do nível de refinamento ponderar o aporte tecnológico disponível com a precisão desejada da solução. Nesta etapa, observou-se uma tendência de estabilização da solução com a utilização de uma malha com arestas entre 03 mm e 05 mm, conforme ilustrado na Figura 68.

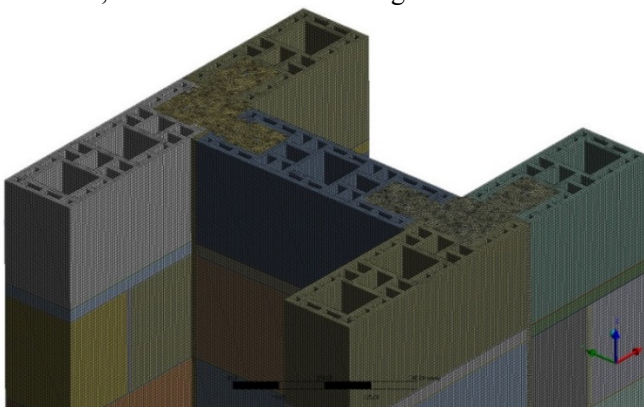


Figura 68 – Nível de refinamento da malha adotada na análise numérica do modelo avaliado de ligação vertical. Fonte: Autor.

Entretanto, além do refinamento da malha outros fatores podem interferir na precisão dos resultados obtidos, como, por exemplo, a

qualidade dos seus elementos. A qualidade destes pode ser determinada com base no seu nível de assimetria através de um documento disponibilizado pelo próprio desenvolvedor do software, o qual apresenta a escala ilustrada na Figura 54.



Figura 69 – Qualidade dos elementos da malha com base no nível de assimetria. Fonte: *Ansys Mesh Quality* (2009).

Os gráficos apresentados na Figura 70 mostram, com base na Figura 69, que a malha gerada para o modelo numérico analisado apresenta elementos com assimetria máxima de 0,85 (imagem A) e desvio padrão de 0,1356 (imagem B), ambos dentro do limite considerado adequado.

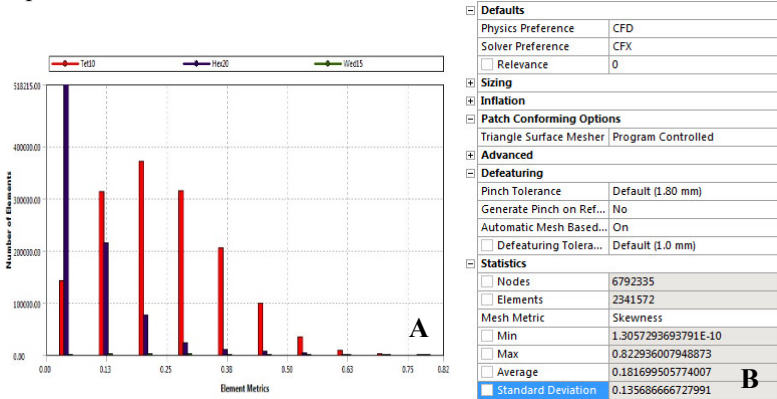


Figura 70 – Gráficos retirados da análise numérica realizada. A imagem A mostra graficamente o nível de assimetria da malha e a imagem B apresenta o desvio-padrão correspondente ao nível de assimetria da malha adotada. Fonte: Autor.

5.1.5. Condições de Contorno e Aplicação dos carregamentos

Nesta etapa, foram definidas as forças atuantes no corpo de prova, a forma de aplicação destas e as condições de contorno. As forças abordadas durante o desenvolvimento dos modelos numéricos compreendem a força da gravidade, considerando a sua influência sobre o corpo de prova e a viga, e a força aplicada sobre a viga em aço posicionada no topo do prisma central do corpo de prova (Figura 71).

As condições de contorno, por sua vez, referem-se a restrições às translações impostas ao modelo. Com exceção das limitações inerentes à própria geometria, arbitraram-se duas formas distintas de apoio, ou seja, de restrição às translações dos nós junto à base do corpo de prova. A primeira forma refere-se ao apoio situado apenas sobre a base dos prismas da extremidade (painéis externos) (Figura 71A) e a segunda ao apoio total da base (Figura 71B). A opção pela restrição das translações nestes pontos baseia-se nos procedimentos adotados dentro da área da engenharia mecânica, pois de acordo com estes o coeficiente de atrito entre superfícies rugosas e a borracha, no caso neoprene, aproxima-se de 1,0. Este fato, segundo o manual do Ansys, determina uma situação de perfeita aderência entre os elementos (as superfícies são consideradas como perfeitamente aderidas quando o coeficiente de atrito se encontra entre os valores 1,0 e 4,0).

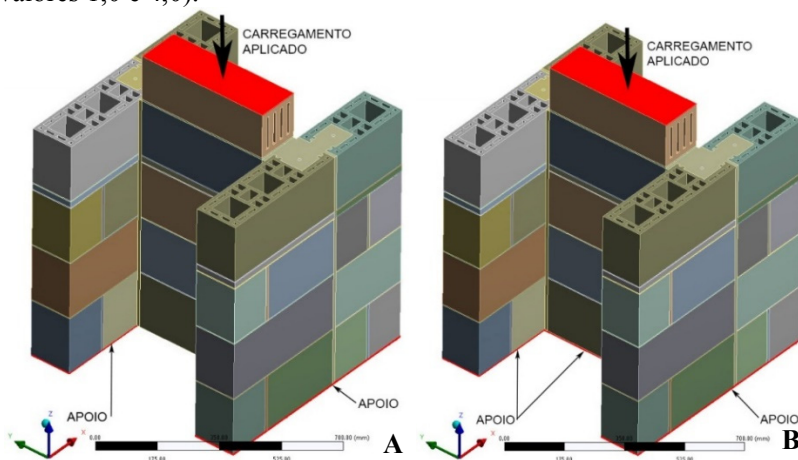


Figura 71 – Perspectivas dos modelos numéricos tridimensionais do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado no software Ansys Workbench. O esquema A corresponde ao modelo confeccionado com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre e com armadura metálica executada tanto em aço CA-50 quanto em aço CA-25 e o esquema B ao modelo realizado com armadura em aço CA-50 com a sua base completamente apoiada. Fonte: Autor.

5.2. RESULTADOS OBTIDOS

Para a calibração do modelo numérico utilizou-se como referência o valor médio das deformações verticais obtidas durante o ensaio experimental. A precisão dos resultados se aprimorava com o refinamento

da malha utilizada, porém, este aperfeiçoamento foi limitado pelo aporte tecnológico disponível, pela impossibilidade de considerar o apoio de neoprene e pela não consideração do comportamento das interfaces. Os resultados obtidos ao final deste processo encontram-se apresentados na Tabela 41 e representados graficamente na Figura 72.

Tabela 41 – Deformação vertical do ensaio experimental e da análise numérica.

Resultados referentes ao corpo de prova com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre e armaduras executadas em aço CA-50						
Carga (kN)	Tensão /área painel central (MPa)	Média dos resultados do ensaio (7 Pontos) (mm)	Média dos resultados da análise numérica - MEF (7 pontos do ensaio) (mm)	Média dos resultados da análise numérica - MEF (16 pontos avaliados) (mm)	Diferença entre os valores (%)	
					[(Média dos resultados MEF (7 pontos)/ média dos resultados do ensaio)-1] (%)	[(Média dos resultados MEF (16 pontos)/ média dos resultados do ensaio)-1] (%)
4	0,09	-0,00086	-0,00113	-0,00123	30,36	42,39
8	0,19	-0,00199	-0,00226	-0,00246	13,36	23,49
14	0,33	-0,00347	-0,00395	-0,00431	13,66	24,15
20	0,47	-0,00505	-0,00564	-0,00616	11,66	21,86
24	0,56	-0,00613	-0,00667	-0,00729	8,65	18,83
28	0,65	-0,00725	-0,00769	-0,00842	6,10	16,16
34	0,79	-0,00909	-0,00923	-0,01012	1,58	11,33
40	0,93	-0,01086	-0,01077	-0,01182	-0,82	8,78
44	1,03	-0,01263	-0,01180	-0,01295	-6,58	2,51
48	1,12	-0,01405	-0,01283	-0,01408	-8,66	0,25
54	1,26	-0,01508	-0,01437	-0,01578	-4,73	4,62
60	1,40	-0,01724	-0,01591	-0,01748	-7,74	1,34
64	1,50	-0,01861	-0,01694	-0,01861	-9,01	-0,30
68	1,59	-0,01910	-0,01796	-0,01974	-5,95	3,34
74	1,73	-0,02109	-0,01951	-0,02144	-7,50	1,67
80	1,80	-0,02362	-0,02105	-0,02313	-10,88	-2,04

Fonte: Autor.

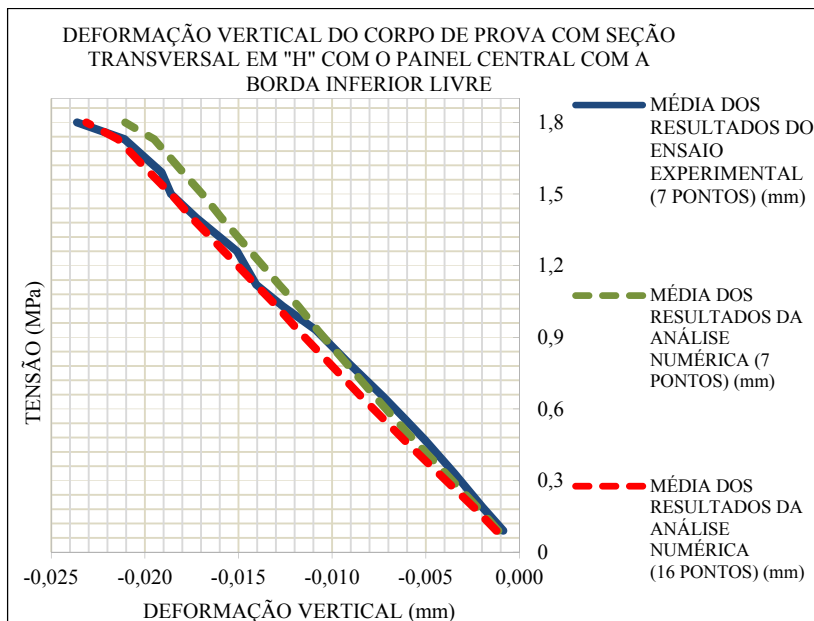


Figura 72 – Representação gráfica dos dados expostos na Tabela 51.
Fonte: Autor.

Com base nos dados apresentados na Tabela 41 e na sua representação gráfica na Figura 72, constata-se que o modelo numérico concebido consegue representar de modo satisfatório a tendência de evolução dos valores médios das deformações verticais obtidas durante o ensaio experimental. A diferença média constatada entre os valores do ensaio experimental e da análise numérica, para os mesmos 07 pontos, foi de aproximadamente 9,20%. Contudo, observou-se um comportamento distinto dos corpos de prova durante o ensaio experimental no início da aplicação do carregamento, pois se observou valores médios de deformação vertical inferiores às do modelo numérico. Este fato pode estar relacionado ao processo de acomodação.

Com a conclusão do processo de calibração, iniciou-se a investigação da influência do tipo de aço utilizado na confecção da armadura metálica e da disposição dos apoios sob a base do corpo de prova nas deformações verticais. Destas análises resultaram os dados expostos nas Tabelas 42 e 43. De acordo com os dados, constatou-se que a alteração do tipo de aço promoveu alterações insignificantes na deformação vertical. Entretanto, conforme o previsto, a modificação na disposição dos apoios induziu alterações expressivas tanto nas

deformações verticais quanto no comportamento do corpo de prova. Estas mudanças podem ser observadas nas Figuras 73, 74, 75 e 76, sendo verificado valores significativamente maiores de deformação vertical no prisma central (painel central) do corpo de prova com a sua base completamente apoiada.

Tabela 42 – Deformação vertical dos corpos de prova confeccionados com armadura metálica em aço CA-50 e CA-25 com prisma central engastado aos da extremidade e sua borda inferior livre e em aço CA-50 com a sua base completamente apoiada sob uma força vertical de 60kN.

Resultados referentes à deformação vertical				
	Carga aplicada (kN)	Aço CA-50 (mm)	Aço CA-25 (mm)	Aço CA-50 Com a base completamente apoiada
PATH 01	60	-0,0148	-0,0148	-0,0119
PATH 02		-0,0018	-0,0018	-0,0004
PATH 03		-0,0167	-0,0167	-0,0139
PATH 04		-0,0135	-0,0135	-0,0118
PATH 05		-0,0017	-0,0017	-0,0005
PATH 06		-0,0167	-0,0167	-0,0138
PATH 07		-0,0151	-0,0151	-0,0147
PATH 08		-0,0234	-0,0235	-0,0225
PATH 09		-0,0271	-0,0271	-0,0284
PATH 10		-0,0185	-0,0186	-0,0195
PATH 11		-0,0149	-0,0149	-0,0143
PATH 12		-0,0233	-0,0233	-0,0223
PATH 13		-0,0268	-0,0268	-0,0281
PATH 14		-0,0183	-0,0183	-0,0193
PATH 15		-0,0200	-0,0200	-0,0273
PATH 16		-0,0270	-0,0270	-0,0355
Média (16 pontos)	60	-0,0175	-0,0175	-0,0178
As células com letras de cor semelhante as do corpo de prova confeccionado em aço CA-50 possuem o mesmo valor para a deformação vertical, as com letras vermelhas apresentam deformação maior e as com letras azuis deformação menor.				

Fonte: Autor.

Tabela 43 – Deformação vertical dos corpos de prova confeccionados com armadura metálica em aço CA-50 e CA-25 com prisma central engastado aos da extremidade e sua borda inferior livre e em aço CA-50 com a sua base completamente apoiada sob uma força vertical de 80kN.

Resultados referentes à deformação vertical				
	Carga aplicada (kN)	Aço CA-50 (mm)	Aço CA-25 (mm)	Aço CA-50 Com a base completamente apoiada
PATH 01	80	-0,0196	-0,0196	-0,0157
PATH 02		-0,0023	-0,0023	-0,0004
PATH 03		-0,0220	-0,0221	-0,0187
PATH 04		-0,0178	-0,0178	-0,0156
PATH 05		-0,0021	-0,0021	-0,0005
PATH 06		-0,0220	-0,0220	-0,0183
PATH 07		-0,0199	-0,0200	-0,0195
PATH 08		-0,0310	-0,0311	-0,0297
PATH 09		-0,0359	-0,0359	-0,0377
PATH 10		-0,0246	-0,0246	-0,0258
PATH 11		-0,0197	-0,0198	-0,0196
PATH 12		-0,0309	-0,0309	-0,0295
PATH 13		-0,0355	-0,0355	-0,0373
PATH 14		-0,0243	-0,0243	-0,0255
PATH 15		-0,0266	-0,0266	-0,0362
PATH 16		-0,0359	-0,0359	-0,0471
Média (16 pontos)	80	-0,0231	-0,0232	-0,0235
As células com letras de cor semelhante as do corpo de prova confeccionado em aço CA-50 possuem o mesmo valor para a deformação vertical, as com letras vermelhas apresentam deformação maior e as com letras azuis deformação menor.				

Fonte: Autor.

Nas Figuras 74, 75 e 76, a faixa vermelha corresponde a uma deformação positiva, ou seja, a um alongamento destas áreas. Este fato observado também no ensaio experimental pode ser explicado pela configuração (formato) do modelo de ligação, pois a assimetria do “duto” de argamassa em relação ao plano do painel central induz o prisma central a se inclinar na direção dos prismas compostos por unidades cerâmicas de 440 mm de comprimento.

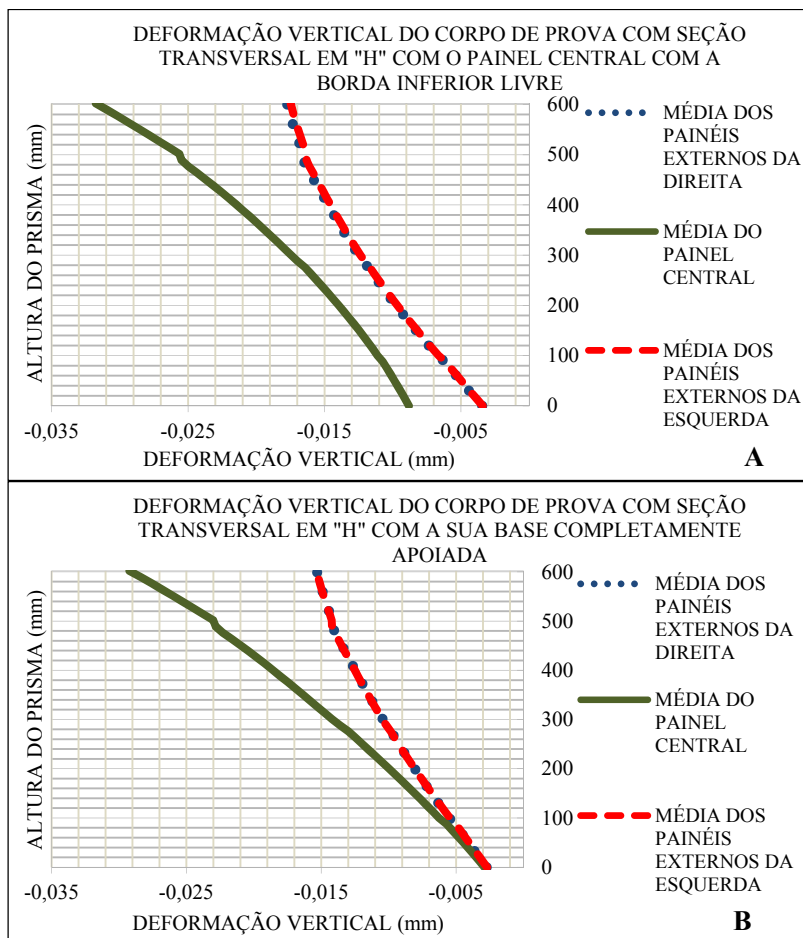


Figura 73 – Deformação vertical ao longo da altura do corpo de prova confeccionado com armadura em aço CA-50 durante a aplicação de um carregamento de 60 kN. A imagem A corresponde ao corpo de prova com os apoios situados apenas sob seus prismas da extremidade (painéis externos) e a imagem B ao corpo de prova com sua base completamente apoiada. Fonte: Autor.

A imagem B da Figura 73 mostra uma tendência de convergência das deformações verticais médias dos prismas da extremidade (painéis externos) com as do prisma central (painel central), ou seja, a uniformização destas junto à base do corpo de prova. Este fato indica a presença de interação. De acordo com Corrêa (2003), a interação só ocorre quando a ligação possui rigidez suficiente para promover a distribuição das tensões entre as paredes adjacentes. As curvas resultantes

da média das deformações verticais apresentadas na imagem A desta mesma Figura também sugerem a presença da interação. Mas, neste caso, a convergência não ocorrerá por ser fisicamente impossível.

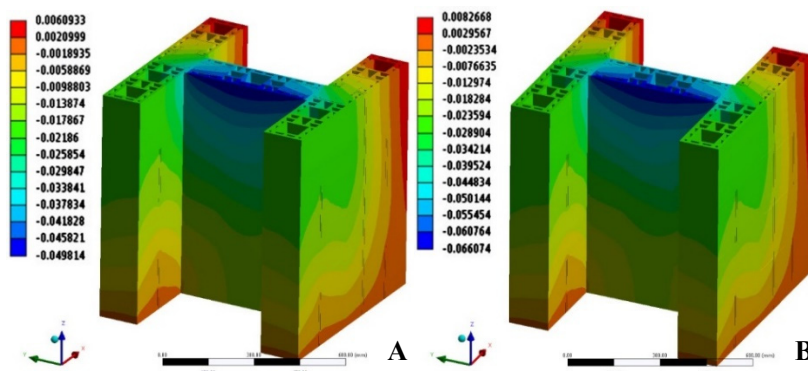


Figura 74 – Resultados referentes a deformação vertical do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com armaduras metálicas em aço CA-50, com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre. A imagem A é relativa ao carregamento de 60 kN e a imagem B ao carregamento de 80 kN. Fonte: Autor.

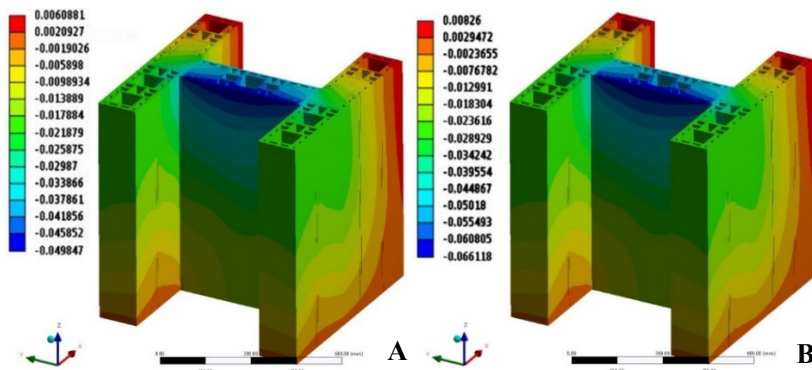


Figura 75 – Resultados referentes a deformação vertical do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com armaduras metálicas em aço CA-25, com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre. A imagem A é relativa ao carregamento de 60 kN e a imagem B ao carregamento de 80 kN. Fonte: Autor.

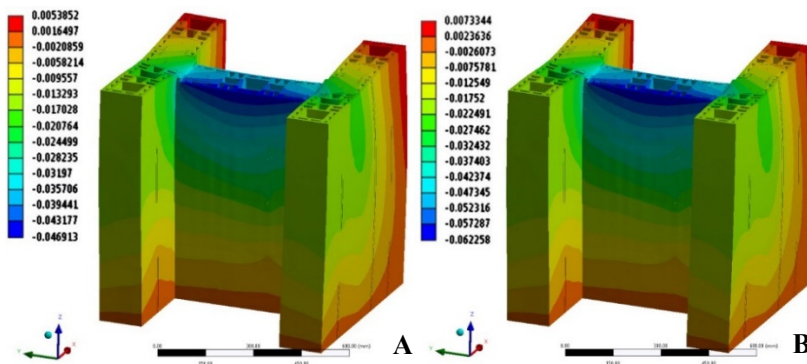


Figura 76 – Resultados referentes a deformação vertical do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com armaduras metálicas em aço CA-50, com a sua base completamente apoiada. A imagem A é relativa ao carregamento de 60 kN e a imagem B ao carregamento de 80 kN. Fonte: Autor.

A presença da interação entre o prisma central (painel central) e os prismas da extremidade (painéis externos) pode ser confirmada ou refutada com base na análise das tensões normais verticais. Dessa forma, foram confeccionados os gráficos ilustrados na Figura 77 para investigar a sua existência. Estes gráficos apresentam a distribuição das tensões normais verticais (imagem A e B) e a influência da base do prisma central (painel central) com sua borda inferior livre (imagem A). Na imagem B da Figura 77 pode-se constatar a convergência entre as tensões normais do prisma central (painel central) e dos prismas da extremidade (painéis externos) junto à base do corpo de prova, indicando a tendência de uniformização destas neste ponto, ou seja, a presença de interação. Contudo, na imagem A desta mesma Figura, a forte influência da borda inferior livre do prisma central (painel central) impediu a uniformização das tensões normais. A distribuição das tensões normais ao longo do corpo de prova para ambas as situações são apresentadas nas Figura 78. Nestas imagens é possível visualizar que a maior diferença na distribuição das tensões ocorre na base do prisma central (painel central).

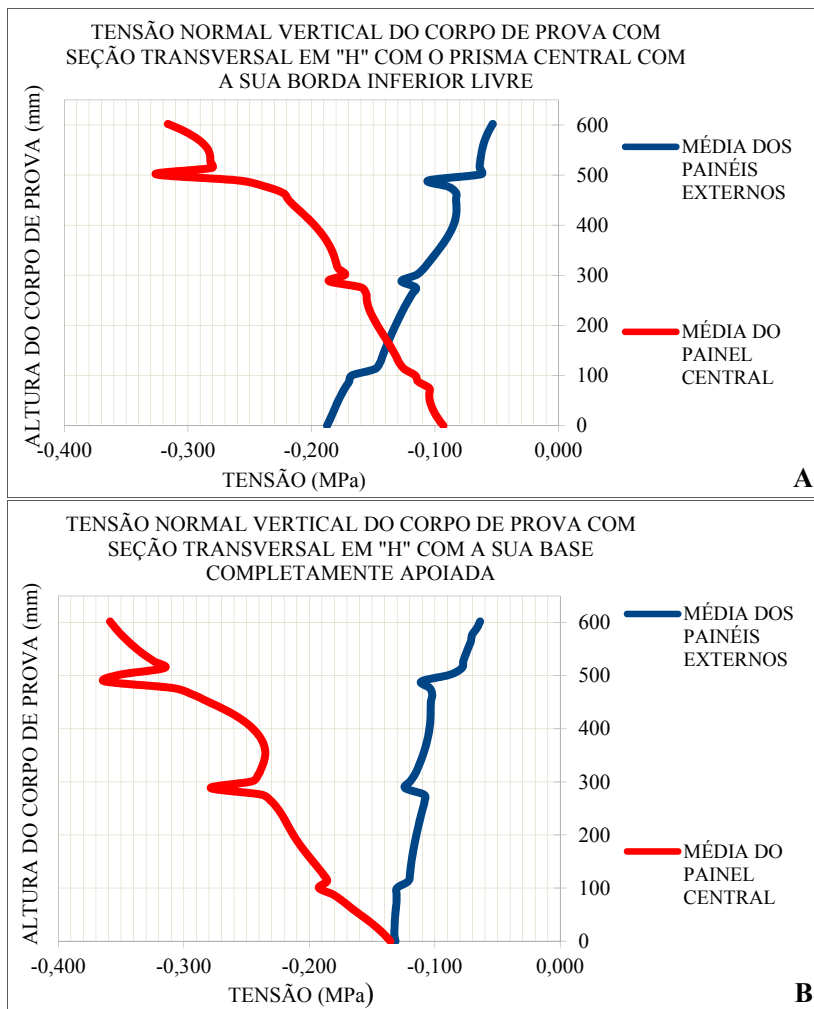


Figura 77 – Tensão normal vertical ao longo da altura do corpo de prova confeccionado com armadura em aço CA-50 durante a aplicação de um carregamento de 60 kN. A imagem A corresponde ao corpo de prova com os apoios situados apenas sob seus prismas da extremidade (painéis externos) e a imagem B ao corpo de prova com sua base completamente apoiada. Fonte: Autor.

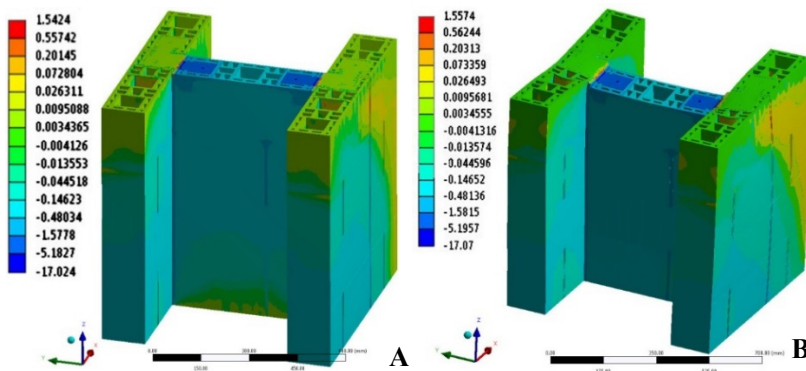


Figura 78 – Resultados referentes à tensão normal vertical do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com armaduras metálicas em aço CA-50 durante a aplicação de um carregamento de 60 kN. A imagem A refere-se ao corpo de prova com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre e a imagem B ao corpo de prova com sua base completamente apoiado. Fonte: Autor.

Para compreender a forma de ruptura do corpo de prova durante a realização do ensaio experimental foram geradas as imagens apresentadas nas Figuras 79 e 80. Estas imagens apresentam as tensões principais máximas, abordando inclusive as tensões de tração e compressão induzidas tanto pela junta de argamassa quanto pela borda inferior livre do prisma central durante a aplicação de um carregamento de 60 kN. Estas imagens mostram, conforme o previsto, que a forma da disposição dos apoios promove alterações expressivas na distribuição das tensões principais máximas e na forma de ruptura dos corpos de prova. Ainda com base na Figura 79, pode-se observar a concentração de tensões de tração junto à base do prisma central (painel central) e no terço médio de um dos prismas da extremidade (painéis externos), pontos em que foram constatadas as primeiras fissuras nos protótipos experimentais.

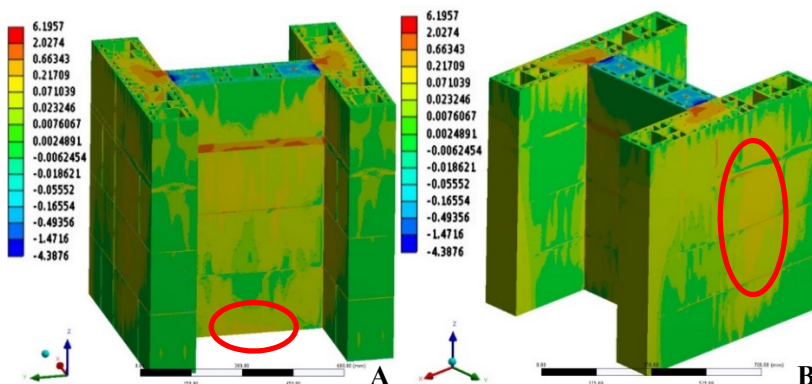


Figura 79 - Resultados referentes à tensão principal máxima do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com armaduras metálicas em aço CA-50, com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre durante a aplicação de um carregamento de 60 kN. Fonte: Autor.

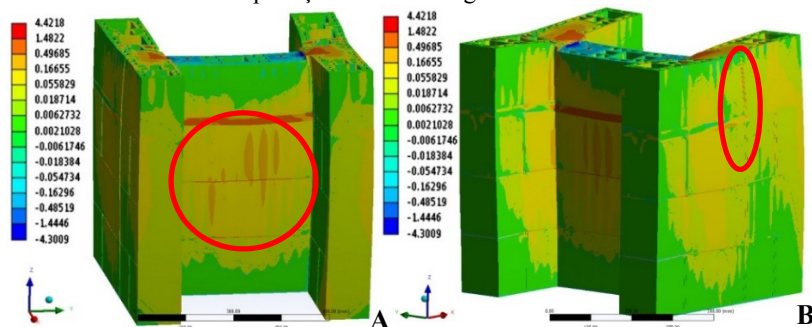


Figura 80 - Resultados referentes a tensão principal máxima do corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado com armaduras metálicas em aço CA-50, com a sua base completamente apoiada durante a aplicação de um carregamento de 60 kN. Fonte: Autor.

Os resultados obtidos confirmam o constatado durante o ensaio experimental, ou seja, que o comportamento da ligação entre painéis é determinado pelo desempenho da argamassa. Estes ainda mostram que o modelo avaliado de ligação possui rigidez suficiente para induzir a interação entre os prismas das extremidades (painéis externos) e o prisma central (painel central).

5.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A adoção de um modelo numérico tridimensional confeccionado com base nas características geométricas relevantes do objeto real em conjunto com as propriedades e características relevantes dos materiais utilizados resultou na obtenção de valores satisfatórios de deformações verticais. Para a calibração deste modelo foram utilizadas como referência as deformações verticais, buscando-se reproduzir a situação praticada na aquisição dos dados durante o ensaio experimental, de modo a minimizar possíveis erros por aproximações. Entretanto, o nível de precisão dos resultados foi limitado tanto pelas características inerentes ao modelo numérico confeccionado (a não consideração dos comportamentos das interfaces e do neoprene) quanto pelo aporte tecnológico disponível. Apesar disto, este modelo conseguiu representar de modo satisfatório a evolução das deformações verticais durante o incremento contínuo do carregamento.

Com base na Figura 81 observa-se que as deformações verticais constatadas na análise numérica tanto no painel central (transdutor 05) quanto nos painéis da extremidade (transdutores 01, 02, 03 e 07) foram muito similares as verificadas no ensaio experimental. A diferença entre elas (numérica e experimental) pode estar relacionada à precisão no posicionamento dos instrumentos de medição no protótipo experimental, ao processo de acomodação, e a desconsideração na análise numérica tanto do comportamento das interfaces argamassa-unidade cerâmica e argamassa-armadura metálica quanto da base de neoprene.

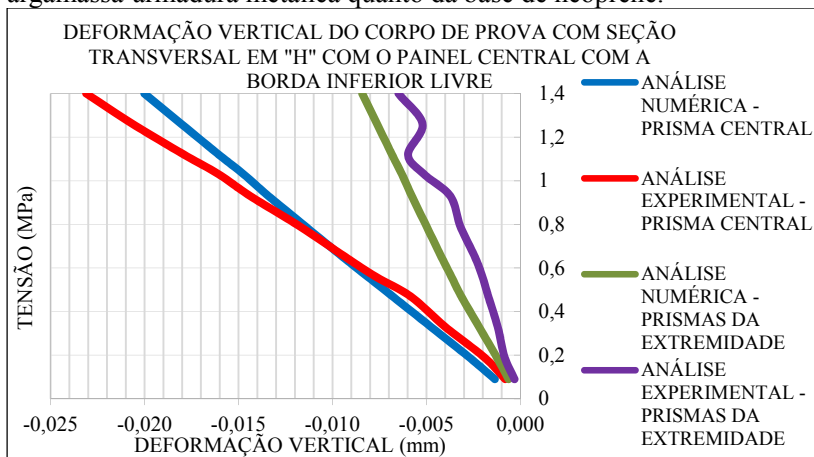


Figura 81 – Comparação entre os valores médios das deformações verticais obtidas no ensaio experimental e na análise numérica. Fonte: Autor.

Para uma melhor compreensão do comportamento do modelo avaliado de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados foram adotadas outras variações do modelo numérico. Estas variações consistiram na alteração das características e propriedades do aço utilizado na confecção das armaduras e da disposição dos apoios sob a base do corpo de prova.

Os resultados obtidos mostram que o início e a propagação das fissuras constatadas nos corpos de prova durante o ensaio experimental ocorreram devido à concentração de tensões de tração. Estes também indicam que o desempenho da argamassa determina o comportamento do modelo avaliado de ligação entre painéis. Em outras palavras, os resultados apontam a existência da interação entre os prismas da extremidade (painéis externos) e o prisma central (painel central), ou seja, que o modelo de ligação possui rigidez suficiente para possibilitar a distribuição das tensões normais verticais, tendendo a uniformizá-las junto a base do corpo de prova.

No caso das paredes em alvenaria estrutural não armada, a presença da interação contribui para a ampliação da capacidade de carga de cada parede. Com base neste fato e na similaridade entre este processo construtivo e as famílias de painéis estruturais cerâmicos pré-moldados abordadas nesta pesquisa, conclui-se que o mesmo tenderá a ocorrer, porém, a sua intensidade terá relação direta com o desempenho da argamassa. Em outras palavras, esta característica distingue este modelo de ligação de outras ligações usualmente adotadas em processos construtivos baseados em painéis pré-moldados em alvenaria, como, por exemplo, as ligações executadas por meio de solda de chapas ou barras de aço e pelo preenchimento das juntas com argamassas ou resinas epóxi.

Ao longo do desenvolvimento desta pesquisa verificou-se que o comportamento da argamassa é relevante para o desempenho desta ligação. Dessa forma, buscou-se investigar a influência deste material através do módulo de elasticidade. A opção por esta propriedade baseia-se na sua relação, ainda que não linear, com as resistências mecânicas e na sua importância para a determinação da parcela de carga absorvida e para a concepção do modelo numérico. Em outras palavras, nestas análises variou-se apenas o módulo de elasticidade, sendo mantidos os mesmos valores tanto para o Coeficiente de Poisson quanto para a densidade.

Estas variações corresponderam a 50% do módulo de elasticidade da argamassa avaliada (13,360 GPa) e a 40% do módulo de elasticidade da unidade cerâmica (1,8932 GPa), pois, no segundo caso, acima de 50% a influência das resistências mecânicas da argamassa no desempenho da

alvenaria estrutural tendem a diminuir significativamente [Carasek (S.D.), Mohamad (1998), Recena (2007)]. Estas variações deste parâmetro foram aplicadas à argamassa das juntas, dos grautes e das placas armadas.

Tabela 44 – Análise da absorção da carga aplicada pelos materiais componentes do corpo de prova, com base nos procedimentos descritos por Guimarães César (2007).

Corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado em aço CA-50 (Módulo de elasticidade da argamassa - 26,720)							
	Área líquida do prisma Central						
Materiais e componentes	Carga aplicada	Módulo de elasticidade (GPa)	Carga absorvida (kN)	Carga absorvida (%)	Área líquida (mm ²)	Área líquida (%)	Tensão (MPa)
Unidade cerâmica	60 kN	4,733	12,48	20,79	26200	61,21	0,48
Argamassa	1,40	26,720	44,21	73,68	16443	38,42	2,69
Aço	MPa	210,000	3,32	5,53	157	0,37	21,13
	Área líquida do corpo de prova com seção transversal em “H”						
Unidade cerâmica	60 kN	4,733	14,05	23,43	112600	64,49	0,12
Argamassa	0,34	26,720	43,34	72,24	61529	35,24	0,70
Aço	MPa	210,000	26,08	4,35	471	0,27	5,54
Corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado em aço CA-50 (Módulo de elasticidade da argamassa – 13,360)							
	Área líquida do prisma central						
Unidade cerâmica	60 kN	4,733	19,75	32,92	26200	61,21	0,75
Argamassa	1,40	13,360	34,99	58,32	16443	38,42	2,13
Aço	MPa	210,000	5,25	8,75	157	0,37	33,45
	Área líquida do corpo de prova com seção transversal em “H”						
Unidade cerâmica	60 kN	4,733	21,99	36,66	112600	64,49	0,20
Argamassa	0,34	13,360	33,92	56,54	61529	35,24	0,55
Aço	MPa	210,000	40,81	6,80	471	0,27	8,67

Fonte: Autor.

Tabela 45 – Análise da absorção da carga aplicada pelos materiais componentes do corpo de prova, com base nos procedimentos descritos por Guimarães César (2007) (continuação da Tabela 44).

Corpo de prova com seção transversal em “H” confeccionado em aço CA-50 (Módulo de elasticidade da argamassa – 1,8932 ou 40% do módulo de elasticidade da unidade cerâmica)							
Área líquida do prisma Central							
Materiais e componentes	Carga aplicada	Módulo de elasticidade (GPa)	Carga absorvida (kN)	Carga absorvida (%)	Área líquida (mm ²)	Área líquida (%)	Tensão (MPa)
Unidade cerâmica	60 kN	4,733	39,55	65,92	26200	61,21	1,51
Argamassa	1,40 MPa	1,8932	9,929	16,55	16443	38,42	0,60
Aço		210,000	10,52	17,53	157	0,37	66,98
Área líquida do corpo de prova com seção transversal em “H”							
Unidade cerâmica	60 kN	4,733	42,73	71,22	112600	64,49	0,38
Argamassa	0,34 MPa	1,8932	9,34	15,57	61529	35,24	0,15
Aço		210,000	7,93	13,22	471	0,27	16,84

Fonte: Autor.

Inicialmente, investigou-se a influência do módulo de elasticidade da argamassa na parcela de carga absorvida pelos materiais componentes do corpo de prova. Os resultados obtidos pela aplicação do procedimento proposto por Guimarães César (2007) encontram-se expostos na Tabelas 44 e 45. Estes demonstram que a redução do módulo de elasticidade da argamassa em 50% resultou na diminuição significativa da parcela de carga absorvida por este material. Entretanto, ela ainda continuou sendo responsável pela absorção da maior parcela da carga aplicada. Com a redução desse parâmetro a 40% do módulo de elasticidade da unidade cerâmica, observou-se uma inversão de influências entre a argamassa e a unidade cerâmica, sendo o comportamento da última determinante do desempenho do corpo de prova com seção transversal em “H”. Nesta situação, a influência da argamassa mostrou-se semelhante ao da armadura metálica.

Ao final, realizou-se a análise numérica com a variação deste parâmetro a 40% do módulo de elasticidade da unidade cerâmica, sendo

os resultados obtidos apresentados graficamente nas Figuras 82 e 83. De acordo com estes constata-se que a redução do módulo de elasticidade em 14,11 vezes resultou no incremento de 400% tanto das deformações verticais quanto das tensões normais verticais. Contudo, a distribuição das tensões tende a se comportar de modo similar à constatada para o modelo numérico inicial (26,720 GPa), ou seja, a uniformização das tensões não ocorre por ser fisicamente impossível.

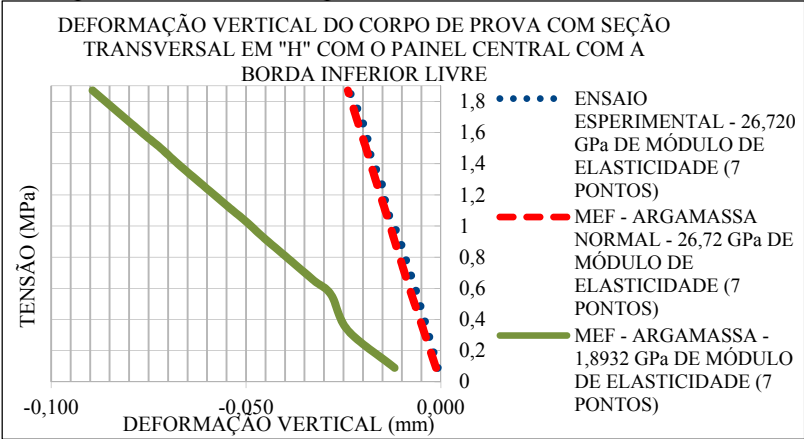


Figura 82 – Deformação vertical do corpo de prova com seção transversal em “H” com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre. Fonte: Autor.

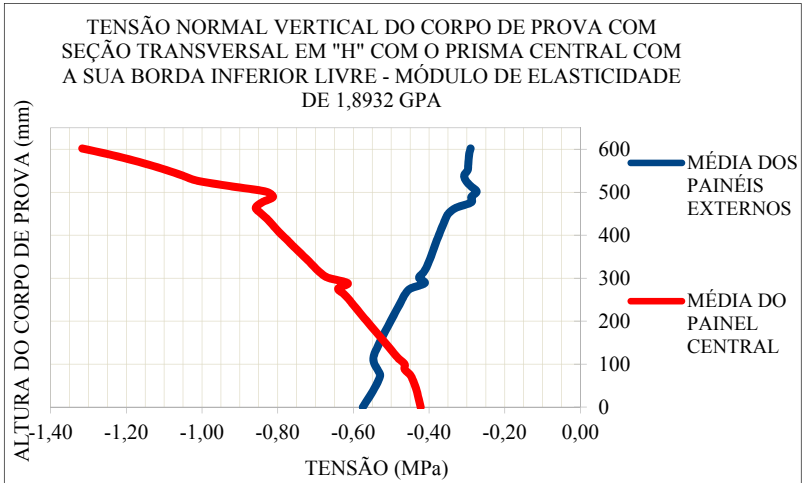


Figura 83 – Tensão normal vertical do corpo de prova com seção transversal em “H” com o prisma central engastado aos da extremidade com a sua borda inferior livre. Fonte: Autor.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Ao longo do desenvolvimento do presente estudo que consistiu na avaliação de um modelo de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados na presença de tensões de cisalhamento verticais pelo método experimental e numérico, obteve-se as seguintes considerações e conclusões:

- Em relação às ligações entre painéis: O desempenho deste tipo de ligação, com base em Schultz (1994) e Corrêa (2003), tem influência direta no comportamento dos painéis pré-fabricados e/ou pré-moldados, pois a sua configuração e os materiais adotados determinam como eles se comportarão na presença de tensões de compressão e/ou cisalhamento e/ou flexão. Diante do exposto, observou-se que a definição do modelo de ligação a ser utilizado deve levar em consideração os requisitos abordados na etapa de concepção da edificação, pois o nível de solicitação determinará qual dentre as configurações consagradas ou em desenvolvimento será mais adequada tanto econômica quanto estruturalmente. Nesta pesquisa investigou-se o comportamento de um modelo de ligação entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados que, dependendo do desempenho do painel, poderá ser empregado na construção de edificações residenciais multifamiliares de até cinco pavimentos;

- Em relação à argamassa: O uso de agregado miúdo muito fino (areia com módulo de finura 60/70), de alto teor de aglomerante (cimento CP V-ARI), de baixo fator água/aglomerante (0,5) e de dispersante orgânico (Plasmax), proporcionou a argamassa de assentamento/grauteamento um incremento expressivo das suas resistências à compressão e à tração na flexão. As altas resistências da argamassa acabaram resultando na elevação significativa do seu módulo de elasticidade, ou seja, na redução da sua capacidade de acomodar as deformações. Isto, aliado ao seu baixo fator água/cimento e a sua alta capacidade de retenção de água, justificam o seu baixo desempenho em relação à resistência de aderência. Em outras palavras, apesar de possuir uma quantidade de aglomerante suficiente para produzir volume de pasta adequado para preencher os poros do substrato, a água disponível bastava apenas para hidratar adequadamente as partículas de aglomerante;

- Em relação ao conjunto argamassa-unidade cerâmica: A investigação deste elemento constatou o observado nas pesquisas desenvolvidas por Camacho (1986) e Mohamad (2007), ou seja, que a adoção de uma argamassa com resistências mecânicas elevadas proporcionou ao conjunto argamassa-unidade cerâmica um ganho ínfimo

de resistência tanto à compressão quanto de aderência à tração na flexão e um comportamento extremamente frágil. Este incremento pouco expressivo de suas resistências mecânicas pode ser atribuído à interação entre as características inerentes ao elemento construtivo avaliado e as propriedades dos materiais e componentes utilizados. Dentre as características e propriedades abordadas, destacam-se: o elevado módulo de elasticidade e a alta capacidade de retenção de água da argamassa; a pequena espessura das juntas de assentamento; a área insuficiente de superfície de substrato para promover uma aderência adequada e a geometria da unidade cerâmica; os baixos valores de módulo de elasticidade e de resistências mecânicas da unidade cerâmica;

- Em relação ao modelo avaliado de ligação entre painéis: O modelo abordado propiciou que as características e propriedades da argamassa influíssem significativamente no desempenho das ligações entre painéis estruturais cerâmicos pré-moldados. A realização de recortes específicos nas unidades cerâmicas situadas nas extremidades ampliou expressivamente a área de contato entre a argamassa e a unidade cerâmica, compensando a influência negativa do baixo fator água/aglomerante e da alta capacidade de retenção de água da argamassa. Os resultados obtidos mostram, dentre os materiais e componentes adotados, que o comportamento da argamassa tem maior influência sobre o desempenho da ligação e que a argamassa é capaz de absorver grande parte da parcela de carga recebida pela armadura numa eventual falha desta (simulação de ausência total deste elemento). Os resultados também indicam que a alteração no tipo de aço empregado na confecção da armadura influi muito pouco no conjunto da ligação como um todo; e,

- Em relação à análise numérica: Nesta etapa verificou-se que a adoção de um modelo numérico tridimensional confeccionado com base nas características geométricas relevantes do objeto real em conjunto com as propriedades e características relevantes dos materiais utilizados resultou na obtenção de valores próximos aos observados no ensaio experimental, apesar da complexidade do corpo de prova analisado. Entretanto, ressalta-se que nesta análise não foram levadas em consideração o comportamento das interfaces argamassa/unidade cerâmica e argamassa/armadura metálica. Com base nos resultados obtidos, constatou-se que o emprego de uma argamassa com resistências mecânicas elevadas em conjunto com o modelo de ligação avaliado contribuiu para minimizar a participação da armadura metálica no desempenho da ligação, de tal modo que a alteração do tipo de aço não influenciou o seu comportamento. Além disso, conforme o previsto, estas características inerentes ao modelo de ligação avaliado tornou possível a

presença de interação entre os prismas, ou seja, a distribuição das tensões normais verticais provenientes da força aplicada apenas sobre o prisma central (painel central) aos prismas da extremidade (painéis externos).

Diante do exposto, destaca-se que o modelo avaliado de ligação apresenta desempenho suficiente para contribuir com o comportamento dos painéis estruturais cerâmicos pré-moldados. Os resultados mostram que este modelo possui comportamento semelhante ao da amarração direta da alvenaria, ou seja, possibilita a uniformização das tensões normais verticais entre os painéis adjacentes. Em outras palavras, a existência de interação entre painéis, contribuindo para que ocorra a ampliação da capacidade de carga de cada painel. Em outras palavras, esta característica distingue este modelo de ligação de outras ligações usualmente adotadas em processos construtivos baseados em painéis pré-moldados em alvenaria, como, por exemplo, as ligações executadas por meio de solda de chapas ou barras de aço e pelo preenchimento das juntas com argamassas ou resinas epóxi.

Como o desenvolvimento desta pesquisa abordou apenas uma pequena parte do tema referente aos painéis estruturais cerâmicos pré-moldados e pré-fabricados, mostra-se necessário o desenvolvimento de novas pesquisas que venham a contribuir para que a alvenaria seja mais competitiva. Com base nisto, apresentam-se a seguir sugestões para trabalhos futuros que complementam a pesquisa desenvolvida:

- A realização de estudos que visem o aprimoramento do processo construtivo baseado em painéis estruturais cerâmicos pré-moldados através da pesquisa de composições e traços de argamassa e da identificação ou concepção de uma unidade cerâmica que possibilite a eliminação das bordas e estruturas de reforço;

- A elaboração de estudos que abordem a avaliação do modelo analisado de ligação em conjunto com painéis estruturais cerâmicos pré-moldados quando sujeitos a tensões de tração na flexão;

- A execução de estudos que contribuam com as pesquisas realizadas no intuito de implementar a industrialização total ou parcial de processos construtivos em alvenaria estrutural, através da identificação ou concepção de ligações que possam proporcionar maior agilidade à etapa de produção da edificação sem prejuízo do desempenho global da estrutura; e,

- O desenvolvimento de pesquisas que visem ao estabelecimento de parâmetros capazes de subsidiar a elaboração de uma normalização que regule a concepção de técnicas, métodos e processos construtivos baseados em painéis estruturais cerâmicos pré-moldados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS

- ABCP-ABCIC (2003). **Manual de Sistemas Pré-fabricados de concreto**. 2003. Tradução por FEERREIRA, M.A. de; ARCKER, A.
- ALI, S. S.; SINHA B. P.; USMANI, A. **Solid masonry walls stiffened by returns**. 2000. In: 6th INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, Bangalore, India. October, 2000. Proceedings/ed. B. V. Reddy; B. P. Sinha. Page 119-127. New Delhi: Allied Publishers.
- ALVES, N. J. D. **Avaliação dos aditivos incorporadores de ar em argamassas de revestimento**. 2002. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília. 175 pág.
- ALVES FILHO, A. **A base da tecnologia CAE**. 2000. 1^a ed. São Paulo, Editora Érica.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. **Industrialization in concrete building construction**. 1975. Michigan. (Publication SP-48).
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. **ACI 530:1999. Building code requirements for masonry structure**. 1999. Michigan.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. **ACI 530:2005. Building code requirements for masonry structure**. 2005. Michigan.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E-518:2003. Standard test method for flexural bond strength of masonry**. 2003. West Conshohocken.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C-1006:1996. Standard test method for splitting tensile strength of masonry units**. 1997. West Conshohocken.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C-1314:2003b. Standard test method for compressive strength of masonry units**. 2003b. Philadelphia, PA.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C-1579:2006. Standard test method for evaluating plastic shrinkage cracking restrained fiber reinforced concrete (using a steel from insert)**. 2006. Philadelphia, PA.
- ANDOLFATO, R. P. **Desenvolvimento das técnicas de produção de blocos de concreto para alvenaria estrutural na escala (1:4)**. 2002. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, da Universidade Estadual Paulista. Ilha Solteira.
- ANDOLFATO, R. P. **Estudo teórico e experimental da interação de paredes em edifícios de alvenaria estrutural**. 2006. 2005. Tese

- (Doutorado). Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- ANSYS INC. PORPETY. **ANSYS WORKBENCH RELEASE 12.0, Appendix A, Mesh quality: Introduction to Ansys meshing**. 2010.
- ANTUNES, R. P. N. COSTA, E. B. C.; PILEGGI, R. G.; JOHN, V. M. **Avaliação do efeito da reologia e da energia de impacto na resistência de aderência de revestimentos de argamassa**. 2010. In: 3º CONGRESSO PORTUGUÊS DE ARGAMASSAS DE CONSTRUÇÃO. Lisboa, Portugal.
- ARCAVE DIE ABSOLUTE WEINLAGE. **ARCave AG**. S.D. Disponível na internet: <http://www.arcave.ch/>. Acessado em: 25, julho, 2012.
- ASSIS, J. B. S. D. **Avaliação experimental do comportamento estrutural de paredes não armadas, submetidas à compressão axial, construídas com tijolito**. 2001. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- ASSIS, J. B. S. D.; CHAHUD, E. **Avaliação do comportamento estrutural de mini-paredes construídas com blocos de solo-cimento, isentas de argamassa entre as fiadas: tijolo sistema AG de construção industrializada**. 2004. In: SEMINÁRIO IBERO-AMERICANO D CONSTRUCCIÓN COM TIERRA (SIACOT). Universidad Nacional de Tucumán, San Miguel de Tucumán, Argentina. 1p.
- ASOCIACIÓN MERCOSUL DE NORMALIZACIÓN. **ABNT NM 26:2009. Agregado miúdo – Amostragem**. 2009. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASOCIACIÓN MERCOSUL DE NORMALIZACIÓN. **ABNT NM 27:2001. Agregado – Redução da amostra de campo para ensaios de laboratório**. 2001. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASOCIACIÓN MERCOSUL DE NORMALIZACIÓN. **ABNT NM 46:2003. Agregado miúdo – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem**. 2003. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASOCIACIÓN MERCOSUL DE NORMALIZACIÓN. **ABNT NM 49:2001. Agregado miúdo – Determinação de impurezas orgânicas**. 2001. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASOCIACIÓN MERCOSUL DE NORMALIZACIÓN. **ABNT NM 52:2009. Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa aparente**. 2009. ABNT, Rio de Janeiro.

- ASOCIACIÓN MERCOSUL DE NORMALIZACIÓN. **ABNT NM 248:2003. Agregados – Determinação da composição granulométrica.** 2003. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA – ABCI. **A história dos pré-fabricados e sua evolução no Brasil.** 1980. São Paulo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA – ABCI. **Manual técnico de alvenaria.** 1990. São Paulo. ABCI: Projeto.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 02.136.01.004:2004. Desempenho de edificações de até cinco pavimentos.** 2004. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5738:1994. Moldagem e cura de corpos de prova prismáticos ou cilíndricos de concreto.** 1994. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739:1994. Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** 1994. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6467:2006. Agregados – Determinação do inchamento de agregado miúdo – Método de ensaio.** 2006. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7171:1992. Bloco cerâmico para alvenaria.** 1992. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7184:1992. Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Determinação da resistência à compressão.** 1992. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7186:1979. Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural – Especificação.** 1979. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7211:2009. Agregados para concreto – Especificação.** 2009. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7215:1996. Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão.** 1996. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7221:1987. Agregados – Ensaio de qualidade de agregado miúdo.** 1987. ABNT, Rio de Janeiro.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7251:1982. Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária.** 1982. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7680:1983. Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto – Procedimento.** 1983. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8215:1983. Prisma vazado de concreto simples para alvenaria estrutural – Preparo e ensaio à compressão.** 1983. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522:2003. Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação.** 2003. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8949:1985. Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples.** 1985. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10837:1989. Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto.** 1989. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12118:2010. Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Determinação da absorção de água, do teor de umidade e da área líquida – Método de ensaio.** 2010. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13276:2002. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência.** 2002. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13277:1995. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos.** 1995. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13278:2005. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado.** 2005. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13279:2005. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão.** 2005. ABNT, Rio de Janeiro.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13281:2001. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Requisitos.** 2001. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13281:2005. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Requisitos.** 2005. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13600:1999. Solo – Determinação do de matéria orgânica por queima a 440°C,** 1999. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14321:1999. Paredes de alvenaria estrutural – Determinação de resistência ao cisalhamento.** 1999. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15270-1:2005. Componentes cerâmicos. Parte 1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – Terminologia e Requisitos.** 2005. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15270-2:2005. Componentes cerâmicos. Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e Requisitos.** 2005. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15270-3:2005. Componentes cerâmicos. Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação – Métodos de ensaio.** 2005. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15575-1:2010. Desempenho de edificações habitacionais de até cinco pavimentos. Parte 1: Desempenho.** 2010. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15575-4:2008. Desempenho de edificações habitacionais de até cinco pavimentos. Parte 4: Fachadas e Paredes internas.** 2008. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15812-1:2010. Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos.** 2010. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15961-1:2011. Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 1: Projeto.** 2011. ABNT, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15961-2:2011. Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 2: Execução e controle de obras.** 2011. ABNT, Rio de Janeiro.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT/CB-02 NBR 02:123.04-015-2:2010. Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 2: Execução e controle de obras.** 2010. ABNT, Rio de Janeiro.
- ATAMTURKUR, Sezer. **Verification and validation under uncertainty applied to finite element models of historic masonry monuments.** 2009. Proceedings of the IMAC-XXVII, SOCIETY FOR EXPERIMENTAL MECHANICS INC. February 9-12. Orlando Florida.
- ATAMTURKTUR, S.; HEMEZ, F.; UNAL, C. **Calibration under uncertainty for finite element models of Masonry.** 2010. February.
- ATKINSON, R. H.; NOLAND, J. L. **Investigation into the failure theory for brick masonry in compression.** 1985. In: PROCEEDINGS OF THE 3th CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM. Edmonton, Canada. Pág. 5.1-5.17.
- ATKINSON, R. H.; NOLAND, J. L.; ABRAMS, D. P. **A deformation failure theory for sateck-bond brick masonry prism in compression.** 1985. Proceedings 7th INTERNATIONAL BRICK MASONRY CONFERENCE, Melbourne. Vol. 1, page. 577-592.
- BAER, W. A. **Economia brasileira.** 1996. Ed. Nobel, São Paulo.
- BARTH, F.; MARCELLINO, N. A.; VEFAGO, L. H. M.; RITCHER, C. B. **Sistema construtivo com painéis pré-fabricados com blocos cerâmicos para habitações de interesse social.** 2006. In: II Congresso Brasileiro e I Ibero- Americano Habitação Social – Ciência e Tecnologia. 14-17, novembro. Florianópolis.
- BISSADA, ALBERT. **Prefabricated brick panels: a technical report.** 1972. Thesis (Masters), Concordia University. Quebec, Canada. 89 page.
- BOSILJKOV, V.; PAGE, A. W.; SIMUNDIC, M. S. G.; ŽARNIĆ, R. **Shear capacity of the Flange-Web Intersections of Brick Masonry Nonrectangular Sections.** 2010. In: JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING – ASCE. Vol. 136, Nº 5, May. Page. 574–585.
- BRANCO, José Paz. **Algumas notas sobre pré-fabricação.** 1977. Lisboa: LNEC.
- BRICK ORG. **Case studies in brickwork pre-assembly.** S. D. Disponível na internet: <http://brick.org.uk/>, Acessado em: 05, julho, 2012.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 5628-1:1992. Code of practice for structural use of masonry. Part 1: Unreinforced masonry.** 1992. Londres, Inglaterra.

- BRUNA, P. **Arquitetura, Industrialização e Desenvolvimento**. 1976. EDUSP/Perspectiva, São Paulo.
- CALLISTER, W. D. **Ciência e Engenharia dos Materiais: Uma introdução**. 2002. 5º Ed., LCT – Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro. 589 pág.
- CAMACHO, J. S. **Alvenaria estrutural não-armada – Parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes**. 1986. Dissertação Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- CAMACHO, J. S. **Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica**. 1995. Tese (Doutorado) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- CAMACHO, J. S.; ANDOLFATO, R. P.; RAMALHO, M. A. **An experimental study of the interaction among walls scales concrete blocks**. 2001. In: 6th AUSTRALIAN MASONRY CONFERENCE. 12-13, July. Adelaide University.
- CAMACHO, J. S.; ANDOLFATO, R. P. **Development of the production techniques of the small scale concrete blocks**. 2000. In: 12th INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE. Madrid, Spain. 25-28, June. Proceedings. Vol. 1, page. 385-395.
- CAMACHO, J. S.; ANDOLFATO, R. P.; RAMALHO, M. A. **An experimental study of the interaction among walls submitted to vertical loads**. 2001. In: 6th AUSTRALIAN MASONRY CONFERENCE. 12-13, July. Adelaide University.
- CAPUZZO NETO, V. **Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais**. 2000. Dissertação (Mestrado). Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 111p.
- CAPUZZO NETO, V. **Interação de paredes em alvenaria estrutural cerâmica sob ações verticais**. 2005. Tese (Doutorado). Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- CAPUZZO NETO, V.; CORRÊA, M. R. S. **Interação de paredes em alvenaria estrutural cerâmica submetida a ações verticais**. 2005. Cadernos de Engenharia de Estruturas. São Carlos. Vol. 7. Nº 27, pág. 93-119.
- CARASEK, H. **Argamassas**. S. D. Materiais de construção (Livro). IBRACON, Capítulo 26.

- CARASEK, H.; DJANIKIAN, J. **Aderência de argamassas à base de cimento Portland a unidades de alvenaria.** 1997. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP - BT/PCC/179. São Paulo.
- CARDOSO, F. A. **Método de formulação de argamassas de revestimento baseado em distribuição granulométrica e comportamento reológico.** 2009. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- CARNEIRO, A. M. P. **Contribuição ao estudo da influência do agregado nas propriedades de argamassas compostas a partir de curvas granulométricas.** 1999. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 203 pág.
- CARVALHO, J. D. N. A. **A contribuição de enrijecedores laterais para o efeito arco na alvenaria estrutural.** 2007. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.
- CASTRO, A. L. **Aplicação de conceitos reológicos na tecnologia dos concretos de alto desempenho.** 2007. Tese (Doutorado). Área de Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- CHEEMA, T. S.; KLINGNER R. E. **Compressive Strength of Concrete Masonry Prism.** 1986. In: STRUCTURAL JOURNAL, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI. January-February. Vol. 83, page. 88-97.
- CINCOTTO, M. A.; SILVA, M. A. C.; CASCUDO, H. C. **Argamassas de revestimento: características, propriedades e métodos de ensaio.** Boletim Técnico Nº 68, Instituto de Pesquisa Tecnológica de São Paulo, São Paulo.
- CORRÊA, M. R. S. **Fluxo de forças em edifícios de alvenaria estrutural.** 2003. Tese (Livre-docência). Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da USP. São Carlos.
- CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. **Relatórios sobre o comportamento de paredes estruturais de alvenaria – Modelos em elementos Finitos.** (1990-1992). Encol S/A. Brasília, Brasil.
- CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. **Procedimento para análise de edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações verticais.** 1994 In: 5th INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES. Florianopolis, Brazil, 21-24 Aug. Proceedings. Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina/University of Edinburgh / ANTAC. Page.. 305-314.

- CORRÊA, M. R. S.; PAGE, A. W. **The interaction of load-bearing masonry walls subjected to vertical loads.** 2001. Research Report. Nº 218.12.2001. The University of Newcastle. Newcastle, Austrália.
- CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO M. A. **Procedimento para análise de edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações verticais.** 1994. In: 5th INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES. Florianópolis, Brasil. 21-24, August. Proceedings: Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina / University of Edinburgh / ANTAC. Page. 305-314.
- DETHIER, J. **Down to Earth: Mud architecture - An old idea, a new future.** 1982. Thames and Hudson. London, United Kingdom.
- DÉTRICHÉ, C. H. **Contribution à l'étude des déformations des couches minces de mortiers de liants hydrauliques.** 1977. Tese (Doutorado). Université Paul Sebatier de Toulouse, Toulouse, France.
- DHANASEKAR, M.; PAGE, A. W.; KLEEWAN, P. W. **The failure of brick masonry under biaxial stresses.** 1985. In: PROCEEDINGS INSTITUTE CIVIL ENGINEERS. Part 2. Vol. 79. June. Page. 295-313.
- DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A.; BAKER, L. R. **Masonry structures: behavior and design.** 1994. Enllewood Cliffs, New Jersey. Prentice Hall.
- DRYSDALE, R. G.; EI-DAKHAKHNI, W. W.; KOLODZIEJSKI, E. A. **Shear Capacity for Flange-Web Intersection of Concrete Block Shear Walls.** 2008. In: JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING – ASCE. Vol. 134, Nº. 6, June. Page. 947–960.
- ELLIOT, C. D. **Technics and architecture: The development of materials and systems of buildings.** 1992. MIT Press, Cambridge, Massachusetts, Estados Unidos.
- ENCICLOPÉDIA SÉCULO XX. 1977. 1º Vol., 93 Pág. Editora: José Olympio. Rio de Janeiro.
- FARAH, M. F. D. S. **Tecnologia, processo de trabalho e construção habitacional.** 1992. Tese (Doutorado). Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, Universidade de São Paulo.
- FARAH, M. F. D. S. **Diagnóstico tecnológico da indústria da construção civil: caracterização geral do setor.** 1998. Tecnologia de Edificações. Pág. 685-690.

- FRANCO, L. S. **Desempenho estrutural do elemento parede de alvenaria empregado na alvenaria estrutural não armada, quando submetido a esforços de compressão.** 1987. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- FRANCO, L. S. **Desempenho da alvenaria à compressão.** 1988. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, nº 20. 14 pág. São Paulo.
- FRANCO, L. S. **Aplicação das diretrizes de racionalização construtiva para evolução tecnológica dos processos construtivos em alvenaria estrutural não armada.** 1992. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 318 pág.
- FRANCO, L. S. **O projeto das vedações verticais: características e importância para a racionalização do processo de produção.** 1998. In: SEMINÁRIO TECNOLOGIA E GESTÃO NA PRODUÇÃO DE EDIFÍCIOS: VEDAÇÕES VERTICAIS. ANAIS, EPUSP, São Paulo. Pág. 221-236.
- FRASSON JÚNIOR, A. F. **Metodologia de dosagem e controle do processo produtivo de blocos de concreto para alvenaria estrutural.** 2000. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.
- FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS – FGV PROJETOS. **Relatório técnico: Déficit habitacional.** 2007. Sinduscon-SP, São Paulo. 23 de outubro de 2008.
- GAGO, Antônio; VIRTUOSO, Francisco; LAMAS, Antônio. **Aplicação da formulação hídrica compatível de Trefftz na análise dinâmica de estruturas constituídas por blocos.** 1997. 3º ENCONTRO SOBRE SISMOLOGIA E ENGENHARIA SÍSMICA. Instituto Superior Técnico.
- GALLEGOS, H. **Albañilería Estructural.** 2005. Pontificia Universidad Católica del Peru. 2º Edición. Lima. Pág. 21-86.
- GARCIA, P. D. **Contribuições ao estudo da resistência à compressão de parede de alvenaria de blocos cerâmicos.** 2000. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- GERDAU. **Aço para construção civil [on line].** Disponível na internet: <http://www.gerdau.com.br/>, Acessado em: 05, julho, 2012.
- GOMES, N. S. **Resistência das paredes de alvenaria.** 1983. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

- GUIMARÃES CÉSAR, C. **Desempenho estrutural de painéis pré-fabricados com blocos cerâmicos**. 2007. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.
- GUIMARÃES CÉSAR, C., ROMAN, H. R.; CARDOSO, A. P.; PARIZOTTO, S.; BARTH, F. **Desenvolvimento de um processo construtivo em painéis pré-fabricados com blocos cerâmicos**. 2004. In: 1th CONFERÊNCIA LATINO-AMERICANA DE COSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL. Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. São Paulo.
- GUIMARÃES CÉSAR, C., ROMAN, H. R. **Desenvolvimento de um processo construtivo racionalizado: Painéis pré-fabricados com blocos cerâmicos**. 2006. Inovação Tecnológica da Construção Habitacional. Editores Luis Carlos Bonin e Sérgio Roberto Leusin de Amorin. Porto Alegre. ANTAC.
- DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A. **Behavior of concrete block masonry under axial compression**. 1979. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE JOURNAL - ACI. June. Pág. 707-721.
- EUROCODE 6. **Common unified rules for masonry structures**. 1988. Commission of the European Communities, Luxembourg.
- HAMID, A. A.; DRYSDALE, R.G. **Suggested failure criteria for grouted concrete masonry under axial compressive**. 1979. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE JOURNAL - ACI. Nº 10, Vol. 76. October. Pág. 1047-1061.
- HEMEZ, F. M. **Lecture Notes: A course on verification and validation of computers models**. 2007. Los Alamos National Laboratory.
- HENDRY, A. W.; SINHA, P. B.; DAVIES, S. R. **An introduction to load bearing brickwork design**. 1981. New York, Ellis Horwood, 34p.
- HENDRY, A. W. **Testing methods for masonry, joints and structural unit**. 1984. In: PROCEEDINGS OF THE 3th INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WALL STRUCTURES, CIB/COBPBO. Warsaw, General Report Session, 1, June.
- HENDRY, A. W. **Structural brickwork**. 1990. London, Macmillan press.
- HOBS, B.; DAWOOD, N. **Standardization of brick construction - Good practice quite through case studies**. 2000. Centre for Construction Innovation Research, School of Science and Technology, University of Teeside.

- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. **Estatísticas históricas do Brasil: séries econômicas, demográficas e sociais de 1550 a 1985**. 1987. Rio de Janeiro.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DE SÃO PAULO – IPT. **Painéis cerâmicos pré-fabricados “Jet Casa”**. São José do Rio Preto (SP), 2006. Referência Técnica 21A. São Paulo, 2006.
- INTERNATIONAL STANDARD. ISO 834-1:1999. **Fire-resistance test – Elements of building construction – Part 1: General requirements**. 1999. First Edition.
- INTERNATIONAL STANDARD. ISO 6241:1984. **Performance standards in building – Principles for their preparation and factors to be considered**. 1984. First Edition.
- KHALIL, M. R. A.; SHRIVE, N. G.; AMENY, P. **Three-dimensional stress distribution in concrete masonry prism and walls**. 1987. In: MAGAZINE OF CONCRETE RESEARCH. Vol. 39. Pág. 1021-1030.
- LISSEL, S. L.; SHRIVE, N. G.; PAGE, A. **Shear in plain, bed joint reinforced, and posttensioned masonry**. 2000. In: CANADIAN CONCRETE INSTITUTE. Vol. 63. November.
- LOURENÇO, P. J. B. B. **Computacional strategies for masonry structures**. 1996. Thesis (Doctoral). Delft University Press, Delft, The Netherlands.
- LOURENÇO, P. B. **Dimensionamento de alvenarias estruturais**. 1999. Relatório 99-DEC/E-7. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil.
- LOURENÇO, P. B.; BARROS, J. A. O.; OLIVEIRA, J. T. **Soluções industrializadas para cascas de betão com elementos cerâmicos incorporados**. 2002. Comportamento e reabilitação de estruturas.
- LÚCIO, V. J. G.; MARREIROS, R. P. C. **Comportamento de edifícios altos construídos com estrutura parede pré-fabricada**. 2008. 2º Congresso Nacional da Prefabricação em Betão. ANPB, 2008. Março. Lisboa, Portugal.
- MACHADO JR., E. F. TAKEYA, T.; VAREDA, L. V. **Ensaio de compressão simples em paredes de alvenaria de blocos cerâmicos**. 1999. Relatório Técnico: Cerâmica Selecta. São Carlos.
- MARTINS NETO, A. A. A.; DJANIKIAN, J. G. BT/PCC235. **Aspectos de desempenho da argamassa dosada em central**. 1999. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, São Paulo.
- MARTINS, H. F. **Resistência ao cisalhamento de alvenaria estrutural de blocos de concreto**. 2001. Dissertação (Mestrado). Programa de

- Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.
- MAUREMBRECHER, A. H. P. **Use of the prism test to determine compressive strength of masonry.** 1978. In: PROCEEDINGS OF NORTH AMERICA MASONRY CONFERENCE. Boulder, CO, August.
- McNARY, W. S.; ABRAMS, D. P. **On the modulus of elasticity for masonry.** 1985. In; STRUCUTURAL ENGINEERING JOURNAL. Nº 4, Vol.111, pág.857-870.
- MEDEIROS, J. S.; SABBATINI, F. H. **Aderência bloco/argamassa: determinação da resistência à flexão de prismas.** 1994. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES. Florianópolis, Santa Catarina. Pág. 270-277.
- MENDES, R. J. K. **Resistência à compressão de alvenaria de blocos cerâmicos estruturais.** 1998. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 185 pág.
- MOHAMAD, G. **Comportamento de Prismas de Blocos de Concreto à Compressão.** 1998. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 198 pág.
- MOHAMAD, G.; LOURENÇO, P. B.; ROMAN, H. R. **Propriedades mecânicas das argamassas sob compressão triaxial-análise e previsão.** 2006. In: Anais das XXXII JORNADAS SULAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL. Maio. Campinas.
- MOHAMAD, G. **Mecanismo de Ruptura de Alvenaria de Blocos à Compressão.** 2007. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. 312 pág.
- MOHAMAD, G.; BARBOSA, C. S.; LOURENÇO, P. B.; HANAI, J. B. **Triaxial compression tests on bedding mortar samples looking at confinement effect analysis.** 2007. In: Proceedings of the NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE.3-6, June. Saint Louis, Missouri, United States of America.
- MOHAMAD, G.; NETO, A, B. S. S.; PELISSER, F.; LOURENÇO, P. B.; ROMAN, H. R. **Caracterização mecânica das argamassas de assentamento para alvenaria estrutural – previsão e modo de ruptura.** 2009. Revista Matéria. Vol. 14. Nº 2, Pág. 824-844.
- MOREIRA, E. M. D. S. **Análise experimental em escala reduzida de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos**

- cerâmicos submetidas a ações verticais.** 2007. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- NASCIMENTO NETO, J. A. **Estudos de painéis com abertura constituído por alvenaria estrutural de blocos.** 2003. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 319 pág.
- OLIVEIRA, L. A. D. **Tecnologia de painéis pré-fabricados arquitetônicos de concreto para emprego em fachada de edifícios.** 2002. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 191p.
- OLIVEIRA, L. M. F. **Cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria estrutural.** 2009. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 271 pág.
- OLIVEIRA, L. M. F.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. **A simplified method to approximate shear stresses at vertical interfaces of interconnected masonry walls.** 2011. In: 9th AUSTRALASIAN MASONRY CONFERENCE. 15-18, February. Queenstown, New Zealand.
- OLIVEIRA, L. A.; MELHADO, S. B.; SABBATINI, F. H. **O papel estratégico do projeto para a qualidade dos painéis pré-fabricados de fachada.** S. D.
- ORDONEZ, J. A. F. et all. **Pre-Fabrication - Teoria y Pratica.** Barcelona, Editores Técnicos Asociados, 1974.
- PAGE, A. W. **Finite element model for masonry.** 1978. In: JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, Proceedings of ASCE. Vol. 104, N° ST8, August.
- PALÁCIO, K. **Desenvolvimento e implementação de um software para análise tridimensional de edifícios altos em alvenaria estrutural.** 2001. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- PARIZOTTO FILHO, S. **Análise arquitetônica e construtiva de tipos habitacionais edificados com painéis pré-fabricados com blocos cerâmicos.** 2004. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.
- PASHA, S. M. **Prefabricated brick masonry panels: design, manufacture and applications.** 1977. Thesis (Masters), Concordia University. Quebec, Canadá. 166 pág.

- PELETEIRO, S. C. **Contribuições à modelagem numérica da alvenaria estrutural**. 2002. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo. 148 pág.
- PELETEIRO, S. C.; CORREA, M. R. S. **Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural**. Cadernos de Engenharia de Estruturas. Vol. 40. Pág. 1-30, 2007.
- PEREIRA, A. C. W. **Diretrizes para implantação de sistemas construtivos abertos na habitação de interesse social através da modulação**. 2005. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Paraná. Curitiba.
- PEREIRA, C. H. A. F. **Contribuição ao estudo de fissuração, da retração e do mecanismo de deslocamento do revestimento à base de argamassa**. 2007. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília.
- PERELLO, E. R.; PORT, J. R. **História Universal**. 1973. Vol. 1. Editora: Alfa.
- PICARELLI, M. **Habitação uma interrogação**. 1986. Convênio FAU/USP/ FUPAM/FINEP. São Paulo.
- PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE - PCI (1989). **Design Handbook**. Vol. 1. PCI. Chicago, Illinois.
- PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE - PCI (2001). **Design and typical details of connections for precast and prestressed concrete**. 2th Ed. PCI. Chicago, Illinois.
- PRUDÊNCIO JR., L. R. **Resistência à compressão da alvenaria e correlação entre resistências de unidades, prismas e paredes**. 1986. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.
- RAMALHO, M. A; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. 2003. São Paulo: Pini.
- RAMAMMURTHY, K.; SATHISH, V.; AMBALAVANAM, R. **Compressive strength prediction of hollow concrete block masonry prisms**. 2000. In: STRUCTURAL JOURNAL, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI. Jan-Feb. Vol. 97, pág. 61-67.
- RAUBER, F. C. **Contribuições ao projeto arquitetônico edifícios em alvenaria estrutural**. 2005. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Maria.
- RECENA, Fernando Antônio Piazza. **Conhecendo a argamassa**. 2007. Editora: EDIPUCRS. 192 pág.

- REDBLOCKSYSTEMS. KLIMABLOC. [on line] Disponível na internet.: <http://www.redbloccsystems.com/> . Acessado em: 12 de dezembro de 2011.
- REIS, A. **Projeto investe na cerâmica estrutural para a construção de conjuntos habitacionais**. 2004. Revista: HABITARE. Março.
- REVEL, M. **La prefabricacion em la construccion**, 1973. 1º ed. Bilbao: Urano.
- RIDDINGTON, J. R.; FONG, K. H.; JUKES, P. **Numerical study failure initiation in different joint shear test**. 1997. In: MASONRY INTERNATIONAL. Vol. 11. Pág. 44-50.
- RODRIGUES, L. E. M. **Mecânica dos fluidos**. S.D. Anotações de aula: Aula 1 – Definições de mecânica dos Fluidos, sistemas e unidades. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia. São Paulo.
- ROMAGNA, R. H. **Resistência à Compressão de Prismas de Blocos de Concreto Grauteados e Não Grauteados**. 2000. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 195 pág.
- ROMAN, H. R. **Out-of-plane shear behaviour of brickwork joints subjected to non-uniform compressive stress**. 1989. Thesis (Doctoral in Philoshopy). University of Sheffield. United Kingdom. 375 pág.
- ROMAN, H. R. **Características físicas e mecânicas que devem apresentar os tijolos e blocos cerâmicos para alvenaria de vedação e estrutural**. 1991. In: SIMPÓSIO DE DESEMPENHO DE MATERIAIS E COMPONENTES DE CONSTRUÇÃO CIVIL. Anais, Florianópolis: UFC. Pág. 101-108.
- ROMAN, H. R.; MUTTI, C. N.; ARAÚJO, H. N. **Construindo em alvenaria estrutural**. 1999. Editora: UFSC. Florianópolis. 88 pág.
- ROSSO, S. **Alvenaria estrutural: A gravidade como Aliada**. 1994. Revista Técnica. Editora: PINI. Nº 31, set/out. Pág. 38-41.
- ROSSO, T. **Racionalização da construção**. 1980. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- SABATINI, F. H. **O processo construtivo de edificios de alvenaria estrutural sílico-calcária**. 1984. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo.
- SABBATINI, F. H. **Desenvolvimento de métodos, processos e sistemas construtivos: formulação e aplicação de uma metodologia**. 1989. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 321 pág.
- SABBATINI, F. H. **A industrialização e o processo de vedações: utopia ou elemento de competitividade empresarial**. 1998. In:

- SEMINÁRIO DE TECNOLOGIA E GESTÃO NA PRODUÇÃO DE EDIFÍCIOS – VEDAÇÕES VERTICAIS. Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Pág. 01-20.
- SALAS, S. J. **Alojamiento y tecnología: Industrialización abierta?** 1980. Instituto Eduardo Torroja, Madrid.
- SALAS, S. J. **Construção industrializada: pré-fabricação.** 1988. Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo.
- SANTOS, M. J. F. dos. **Análise da resistência de prismas e pequenas paredes de alvenaria estrutural cerâmica para diferentes tipos de argamassa: contribuição ao uso.** 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFSM, Santa Maria. 135 pág.
- SARRABLO, V. **Contribución a la viabilidade de cubiertas laminares de cerâmica armada mediante soluciones semiprefabricadas.** 2001. **Propuesta para lâminas cilíndricas de pequena luz.** 2002. Thesis (Doctoral). Departament d'Estructures a l'Arquitectura, Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona.
- SARRABLO, V. **Innovación em el uso de la cerâmica em arquitectura: El tejido Estructural.** 2007. In: SEMINÁRIO SOBRE PAREDES DE ALVENARIA. P. B. Lourenço et al. (eds).
- SAS IP, INC. **ANSYS WORKBENCH, Program Documentation, SAS IP, Inc.** [on line]. 2011. Estados unidos. Disponível na internet: <http://www.kxcad.net/ansys/ansys> Acessado em: 05, julho, 2012.
- SAYED-AHMED, Ezzeldin Y.; SHRIVE, Nigel G. **Numerical analysis of face-shell bedded hollow masonry walls subject to concentrated loads.** 1995. In: CANADIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, Vol. 22. Pág. 802-818.
- SAYED-AHMED, Ezzeldin Y.; SHRIVE, Nigel G. **Design of face-shell bedded hollow masonry walls subject to concentrated loads.** 1996. In: CANADIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, Vol. 23. Pág. 98-106.
- SAYED-AHMED, Ezzeldin Y.; SHRIVE, Nigel G. **Nonlinear finite element model of hollow masonry.** 1996a. In: JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, ASCE, Vol. 6. Pág. 683-690.
- SAYEGH, S. **Arquitetura brasileira: Longe dos centros urbanos e da mediocridade que caracteriza boa parte das residências de alto padrão, um condomínio popular celebra a alegria e a inteligência da boa arquitetura.** 2004. AU 126 (Arquitetura e Urbanismo). Setembro. Pini.

- SCHULTZ, A. E. et al. **Seismic resistance of vertical joints in precast shear walls**. 1994. Proceeding of the 12th CONGRESS, FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAÍNTÉ (FIP).
- SERRA, S. M. B.; FERREIRA, M. A.; PIGOZZO, B. N. **Evolução dos pré-fabricados de concreto**. 2005. In: 1º ENCONTRO NACIONAL D PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO. São Carlos. 03-04, novembro.
- SIEMES, A. J. M. **Safety of masonry structures: probabilistic approach**. 1985. IBBC-TNO Report N° B-85-588, Delft, Netherland.
- SIGNOR, R.; ROMAN, H. R. **Ensaio de transferência de cargas verticais entre grupos de paredes ortogonais**. 2002. In: 7th INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES. Belo Horizonte, Brazil. 18-20, Sep. Proceedings: Belo Horizonte. CEFET-MG / University of Edinburgh. Pág. 209-218.
- SILVA, G. D. **Sistemas construtivos em concreto armado e alvenaria estrutural: Uma análise comparativa de custos**. 2003. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.
- SILVA, M. M. A. **Diretrizes para o projeto de alvenaria de vedação**. 2003b. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- SILVA, W. J. **Estudo experimental de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos sujeitas a ações verticais**. 2003c. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.
- SILVA, N. G.; COLLODETTI, G.; PICHETTI, D. Z. C. M.; GLEIZE, P. J. P. **Efeitos do ar incorporado nas propriedades do estado endurecido em argamassas de cimento e areia**. 2009. In: 51º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. IBRACON, Curitiba, Paraná. 14 pág.
- SILVA, N. G.; WALTER, F.; PICHETTI, D. Z. C. M.; ALEXANDRE JÚNIOR, M. C.; GLEIZE, P. J. P. **Retração restringida de argamassa de revestimento**. 2010. In: 52º CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO. CBC2010, IBRACON. 13 pág.
- SILVA, N. G. **Avaliação da retração e da fissuração em revestimentos de argamassa na fase plástica**. 2011. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

- SINHA, B. P.; HENDRY, A.W. **Structural testing of brickwork in a disused quarry**. 1976. In: PROCEEDINGS INSTITUTE OF CIVIL ENGINEERING. Part 1, Vol. 60. Pág. 153-162.
- SINHA, B. P.; HENDRY, A. W. **Compressive strength of axially load brick walls stiffened along their verticals edges**. 1979. Proceedings of 5th INTERNATIONAL BRICK MASONRY CONFERENCE, Washington. Pág. 254-261.
- SINHA, B. P. **Development and potential of structural masonry**. 2002. In: SEMINÁRIO SOBRE PAREDES DE ALVENARIA. P. B. Lourenço & H. Sousa (Eds.). Porto.
- SOLÓRZANO, M. G. P. **Características e desempenho de juntas de argamassa na alvenaria estrutural de blocos de concreto**. 1994. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- SOUZA, R. **A contribuição do conceito de desempenho para avaliação de edifício e suas partes: Aplicação às janelas de uso habitacional**. 1983. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- SOUZA, R.; MITIDIERI FILHO, C. V. **Avaliação do desempenho de sistemas construtivos destinados à habitação popular: Conceituação e metodologia**. 1988. In: TECNOLOGIA DE EDIFICAÇÕES, INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DE SÃO PAULO – IPT, Ed. PINI, São Paulo. Pág. 139-142.
- STEENACKERS, Gunther. **Finite element model updating and optimization of mechanical systems making use of regressive techniques**. 2008. Thesis (doctoral), Faculteit Ingenieurswetenschappen, Valkgroep Toegepaste Mechanica, Vrije Universiteit Brussel.
- STRUBLE, L. J.; JIANG, Q. **Effects of air entrainment on rheology**. 2004. In: ACI MATERIALS JOURNALS. Vol. 101. Pág. 448-456.
- SZUCS, C. P.; BRUNETO, A.; FIALHO, M. E.; CAVALCANTI, P. B. **Qualidade do projeto da habitação social: Uma questão regional**. 1998. In: CONGRESSO INTERNACIONAL ARQUITETURA E URBANISMO: TECNOLOGIAS PARA O SÉCULO XXI - NUTAU 98, FUPAM/USP. Caderno de Resumos, pág. 98.
- TECHNICAL NOTES 40. **Prefabricated brick Masonry: Introduction**. 2001. Brick Industry Revised, August. Disponível na internet: <http://www.gobrick.com/> Acessado em: 10, julho, 2012.
- TECHNICAL RECOMMENDATIONS FOR THE TESTING AND USE OF CONSTRUCTION MATERIALS 39B – RILEM. **Determination**

- of the flexural bond strength of masonry (based on ASTM E-518:1974).** 1998. MR8.
- UEHARA, F. N.; FERREIRA, M. A. **Critérios de projeto para ligações entre painéis de fachada e estrutura.** 2005. In: 1º ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO. São Carlos. 03-04, nov.
- UNICAMP. **Sistemas de fechamento para fachadas em concreto arquitetônico.** S. D. Capítulo 8, Apostila da Unicamp. Disponível na internet: <http://www.ceset.unicamp.br/> Acesso em: 21 de fevereiro de 2012.
- USUDA, F. **Técnicas construtivas especiais: Alvenaria estrutural.** 2004. FACENS – Faculdade de Engenharia de Sorocaba, 2004.
- VASCONCELOS, A. C. **O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações.** 2002. Volume III. Studio Nobel. São Paulo.
- VEKEMANS, H. J.; ARCE, O. A. **Masonry walls with flanges.** 1993. In: Proceedings of the 6th NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE. Pág. 99-110. Philadelphia, Pennsylvania, United States of America.
- VEKEMANS, H. J. **Numerical analysis of masonry t-walls.** 1994. In: 10th INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE. Calgary, Canada. Proceedings. Vol. 2. Pág. 1493-1508.
- WIDERA, G. E. O.; XUE, L. P. **Guidelines for FEA modeling cylinder-to-cylinder intersections.** 2004. In: WRC BULLETIN N° 493, WELDING RESEARCH COUNCIL. New York.
- YI, J. **3D finite element models of plain and bond-deemed hollow masonry walls subjected to concentric and eccentric loads.** 2001. Proceedings of the 9th CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM.
- YI, J. SHRIVE, N. G. **3D element models of face-shell bedded hollow masonry prisms subjected to eccentric loading.** 2000. Proceedings of the 12th INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE. Madrid, Spain. 25-28, june.
- ZENHA, R. M. **Carapicuiba VII: Um exemplo do tratamento inadequado da tecnologia da pré-fabricação de habitações populares.** 1993. In: 3º SIMPÓSIO IBERO-AMERICANO SOBRE TÉCNICAS CONSTRUTIVAS INDUSTRIALIZADAS PARA HABITAÇÃO DE INTERESSE SOVCIAL Anais, Instituto de Pesquisas Tecnológicas. Pág. 28.